



Escola de Camins

Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

Aplicación de Puentes en Arco en Celosía Metálica y Tablero Inferior en Puentes de Gran Luz Para Ferrocarril de Alta Velocidad

Trabajo realizado por:

Guillermo Pich-Aguilera Ribas

Dirigido por:

Ángel Carlos Aparicio Bengoechea

Máster en:

Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos.

Barcelona, junio 2018

Departamento de la Construcción.

TRABAJO FINAL DE MÁSTER

Agradecimientos

En primer lugar, me gustaría mostrar mi más sincero agradecimiento a mi tutor Ángel Carlos Aparicio por sus valiosos consejos a la hora de realizar mi trabajo y guiarme. Siempre hubo una respuesta rápida y eficaz que permitía un fácil desarrollo y aprendizaje del problema tratado en este trabajo.

En segundo lugar, me gustaría agradecer a mis padres todo el apoyo incondicional a lo largo de mis estudios a los que pongo broche con este trabajo. Ellos han sido siempre quienes más han confiado.

También me gustaría agradecer a todos mis compañeros de universidad todos estos años. Juntos hemos conseguido, además de los estudios, convertirnos en amigos.

Finalmente me gustaría agradecer a Cristina, mis hermanos y amigos por escucharme cuando quería compartir inquietudes del trabajo o simplemente evadirme de él.

Resumen

Palabras clave: puente, resonancia, dinámico, alta velocidad, ferrocarril, Neoballast.

Año tras año, el ferrocarril de alta velocidad va tejiendo los diferentes territorios conectándolos de forma cada vez más rápida, eficaz y con unos altos niveles de servicio y confort. No solo el propio tren debe estar en constante evolución sino también la infraestructura que lo soporta y, en consecuencia, los viaductos que forman la infraestructura. Éstos deben de estar a la altura de lo que se espera de un tren de altas prestaciones. Sin embargo, no es hasta hace poco que se realizan estudios de resonancia donde se descubre que el confort de viajeros está en jaque. En el presente trabajo se pretende proyectar un puente de acero en arco con tablero intermedio del cual se realizarán estudios estáticos y dinámicos. A través de estos estudios se espera poder obtener diferentes conclusiones referentes a las prestaciones demandadas para una línea de ferrocarril de alta velocidad

Abstract

Key words: bridge, resonance, dynamic, high speed, railway, Neoballast.

Year after year, territories are being connected with a high-speed railway net. This connection is quicker, more efficient and with a higher standard level of service and comfort day after day. Not only the train itself needs to be in a constant evolution but also the infrastructure. The viaducts composing the infrastructure must also respond to this high standard service demand. However, resonance studies haven't been made until a few years ago discovering that users comfort may be in danger. In this project we pretend to define a steel arch bridge from which we will realize static and dynamic analysis. After those we pretend to obtain several conclusions regarding the high standard level of service required from a high-speed railway line.

Índice

1	Introducción	8
2	Estado del arte	10
2.1	Historia de los puentes en arco	10
2.2	Puentes en arco del presente	14
3	Presentación del caso.....	19
3.1	Presentación y tipo de puente	19
3.2	El tren de alta velocidad, coeficientes y valores.....	20
3.3	Normativa de referencia.....	22
3.4	Metodología.....	24
4	Pre-dimensionamiento en dos dimensiones	26
4.1	Geometría inicial e introducción en modelo SAP	26
4.1.1	Geometría del puente	26
4.1.2	Materiales empleados.....	31
4.1.3	Condiciones de contorno.....	32
4.1.4	Introducción en el programa SAP 2000	33
4.2	Cargas que actúan y casos de carga	36
4.3	Análisis de sensibilidad	40
4.4	Verificación y comprobación geometría inicial	42
5	Pre-dimensionamiento del tablero	45
5.1	Geometría inicial del tablero	45
5.1.1	Geometría del tablero	45
5.1.2	Geometría de la viga mixta equivalente	46
5.1.3	Condiciones de contorno.....	50
5.1.4	Introducción del modelo en el programa SAP2000	51
5.2	Cargas que actúan y casos de carga	52
5.3	Verificación y comprobación geometría final.....	53
6	Dimensionamiento de los cordones en tres dimensiones	59
6.1	Geometría final del puente e introducción en el modelo SAP	59
6.1.1	Geometría final del puente	59
6.1.2	Materiales empleados.....	62
6.1.3	Condiciones de contorno.....	62
6.1.4	Introducción en el programa SAP 2000	62

6.2	Cargas que actúan y casos de carga	63
6.3	Verificación y comprobación del diseño final.....	65
6.3.1	Estados Límites Últimos en cordones y cables.....	66
6.3.2	Estado Límite de Servicio de desplazamientos máximos permitidos.....	68
7	Dimensionamiento del tablero en tres dimensiones.....	69
7.1	Geometría del tablero.....	69
7.1.1	Geometría final del tablero.....	69
7.1.2	Condiciones de contorno.....	72
7.1.3	Introducción del modelo en el programa SAP2000	73
7.2	Cargas que actúan y casos de carga	74
7.3	Verificación y comprobación del diseño final.....	75
8	Análisis dinámico del puente	78
8.1	Introducción y explicación del caso	78
8.2	Introducción en el programa SAP2000	79
8.3	Análisis de resultados.....	81
8.4	Comprobación de los cables de suspensión	87
9	Innovación y desarrollo.....	90
9.1	Neoballast, el nuevo balasto.....	90
9.2	Ventajas e inconvenientes del Neoballast	91
10	Resumen y Conclusión	95
11	Bibliografía	98

1 Introducción

En el año 1981 Francia, después de cuatro años de construcción, inaugura su primera línea de alta velocidad para ferrocarril. Una línea de 409 kilómetros cubierta a una velocidad comercial de 270 km/h entre París y Lyon.

Por aquel entonces no se hicieron estudios de resonancia para ninguno de los viaductos de la línea. Dichos viaductos son de hormigón pretensado, con una sección cajón, continuos y de luces de aproximadamente 45 metros. Hoy, en estudios numéricos y experimentales de resonancia sobre dichos viaductos hechos a posteriori, sabemos con certeza que dichos viaductos no tienen problemas de resonancia. Por este motivo, se está obligado a circular a menor velocidad sobre estos puentes aumentando 5 minutos el tiempo de trayecto.

España inaugura su primera línea de alta velocidad—Madrid-Sevilla—en el año 1992 con una velocidad comercial de 300 km/h. Tampoco se ejecutaban estudios de resonancia por aquel entonces. Sin embargo, a la hora de hacer la prueba de carga, se descubre que el puente sobre el Tajo—una sucesión de tramos isostáticos de 30 metros de luz con tablero de vigas prefabricadas en doble T—entra en resonancia.

En Japón se inaugura en 1964 el primer tren de alta velocidad del mundo. Si bien es cierto que Francia realizaba pruebas desde 1960, es Japón quién, mediante dinero del Banco Mundial, consigue inaugurar su primera línea de alta velocidad coincidiendo con los Juegos Olímpicos de Tokio. La primera línea unía la ciudad de Tokio con la de Osaka mediante velocidades de 210 km/h. El 46% de la línea transcurre en túnel o en viaducto.

China empieza a tejer su territorio con alta velocidad en el año 2008 cuando inaugura su primera línea entre Pekín y Tianjin. La línea cubre los 120 kilómetros en 30 minutos; 40 minutos menos que con el ferrocarril anterior. China contiene la red de alta velocidad más grande del mundo con algunas de las infraestructuras de mayor tamaño como sus puentes. No es hasta el año 2011 que China empieza a realizar estudios de resonancia en los puentes de sus líneas de alta velocidad.

Podemos observar cómo los países del mundo se han lanzado a la caza de la alta velocidad. Cada vez más se buscan mayores velocidades. Mayores distancias y mejores prestaciones. Consecuentemente, el mundo de la ingeniería civil debe también superarse día a día para acompañar esta búsqueda de mayores prestaciones y velocidades.

Las líneas de alta velocidad requieren de unas infraestructuras de primer nivel que aseguren un perfecto funcionamiento de la propia línea.

Es notable el reciente y acelerado crecimiento de la alta velocidad en el mundo. Por este motivo existe poca documentación científica referente a la respuesta dinámica de los puentes, especialmente los puentes de grandes luces, al paso de trenes de alta velocidad.

En el presente Trabajo de Final de Máster se pretende estudiar el problema de resonancia para un puente en arco de gran luz. El vano medirá 509 metros de largo y el arco en su punto más alto medirá 95 metros. El tablero intermedio estará situado a 64 metros debajo del punto más alto del arco.

Dicho trabajo se enmarca dentro de una línea de investigación de la Cátedra de Puentes de la Escola Tècnica de Camins, Canals i Ports de Barcelona sobre la respuesta dinámica de puentes de grandes luces al paso del tren a altas velocidades.

Mediante dicho estudio se pretende resaltar los principales problemas a los que pueden estar sometidos este tipo de puentes debido a la resonancia. No se pretende en dicho trabajo criticar ningún puente en concreto sino poner de manifiesto la necesidad de realizar estudios de resonancia en el dimensionamiento de los puentes de alta velocidad.

De esta forma, se espera que, mediante una sencilla lectura del trabajo, el lector pueda comprender los diferentes problemas de resonancia en puentes para alta velocidad y el porqué de dichos problemas ofreciendo algunas soluciones y alternativas al problema en cuestión.

2 Estado del arte

2.1 Historia de los puentes en arco

Hasta el momento, el puente en arco más antiguo conocido es el puente Arkadiko, del Peloponeso, Grecia. Se construyó en la edad micénica alrededor del año 1300 a.C. Sin embargo, quedan restos arqueológicos de puentes en arco en Mesopotamia datados de alrededor del año 2000 a.C.



Imagen 2-1: Puente Arkadiko

A pesar de que los italianos etruscos y los griegos ya conocían la técnica del puente en arco, dichos puentes están asociados a los romanos quienes desarrollaron por completo el potencial del puente en arco además de mejorar las técnicas de construcción.

Los puentes romanos solían ser semicirculares, aunque existían algunas excepciones como el puente de Alconétar, España. Este puente tenía un puente en arco segmental que consiste en un arco más corto que el semicircular. Así, se conseguía reducir el peso y su tamaño para dar cabida a un mayor flujo de agua bajo el puente.



Imagen 2-2: Puente de Alconétar

El uso de dovelas, piedras que formaban el arco, era habitual en las construcciones romanas. Podemos encontrar puentes de un solo vano o puentes de múltiples vanos como el Acueducto de Segovia. Otro ejemplar de puente de múltiples vanos es el Puente Trajano sobre el Danubio que cubría una distancia de 1135 metros en total. Los puentes en arco romanos solían ser de 5 metros de ancho.

En la época medieval en Europa, la ingeniería de puentes mejora y alcanza nuevas técnicas tanto de diseño como de construcción. Estas nuevas técnicas provocan pilas más pequeñas, arcos de menor canto, menor esbeltez y menor ancho.

A estas técnicas debe añadirse la técnica del arco ojival implementado en el Gótico. Mediante este tipo de arco se alcanzan mayores alturas en el centro del arco y se reduce todavía más el canto en el centro del vano. En la siguiente imagen se muestra el Puente del Diablo, ejemplo claro de arco ojival.



Imagen 2-3: Puente del Diablo

No es hasta el siglo XIV cuando los constructores de puentes rompen barreras y alcanzan vanos de 40 metros. Son claros ejemplos el Puente de San Martín en España y el Puente de Castelvecchio en Italia.

Con el barroco y el renacimiento no se producen grandes cambios en cuanto a la técnica y diseño se refiere en los puentes debido a esa búsqueda de lo clásico característica de esa época.

Con la revolución industrial en el siglo XVIII nuevos materiales son descubiertos y se realizan estudios científicos sobre las estructuras. Dichos estudios permiten un cambio significativo en la historia de los puentes en arco cambiando radicalmente de materiales y optimizando su diseño.

Los puentes de masonería son sustituidos por puentes de metal. El metal es manipulado mediante nuevas técnicas llegando a metales más resistentes y de mejores propiedades. No es solo el descubrimiento de nuevos metales lo que supone un gran cambio sino la capacidad de dar forma al metal.

De la revolución industrial aparece el primer puente en arco de metal, en concreto de hierro en el año 1779. Es el Puente de Coalbrookdale, en Gran Bretaña. Este puente significa un cambio total en la historia de los puentes en arco al dar paso a los metales como material principal de construcción. El material es más ligero permitiendo vanos más largos. Otro gran ejemplo de puente de hierro es el Puente de las Artes, París, construido en 1803 y 1804.



Imagen 2-4: A la izquierda, Puente de Coalbrookdale. A la derecha, Puente de las Artes

La revolución industrial sigue su curso y aparecen nuevos materiales. Se inventa el acero (en aquel entonces un acero muy similar al utilizado hoy en día, pero algo diferente) y pasa a ser este el material más utilizado para puentes en arco de grandes luces, tanto por su ligereza, como su facilidad para darle forma y por su resistencia a tracción.

El primer puente en arco de acero es el Puente Eads, St. Louis, que cruza el río Mississippi con una distancia de 158,8. Fue construido en 1874 y se empleó la técnica de los voladizos sucesivos, totalmente innovadora para su época.



Imagen 2-5: Puente Eads

El Puente de Eads es el pionero de los grandes puentes en arco de hoy en día llegando a luces de 298 metros en el Gate bridge de Nueva York, 504 metros en el puente de la Bahía de Sídney o 552 metros en el Puente de Chaotianmen, China.



Imagen 2-6: A la izquierda, Puente de la Bahía de Sídney. A la derecha, puente de Chaotianmen

2.2 Puentes en arco del presente

En este capítulo se muestran diferentes puentes en arco de grandes luces. De cada puente se mostrarán sus dimensiones y características más significativas. Se pretende con esta lista de puentes, no solo mostrar la gran envergadura que tiene los puentes en arco a día de hoy sino también servir de precedente a la hora de diseñar nuestro puente.

Al final se hará un breve resumen de las medidas y características en forma de tabla.

Puente de Chaotianmen

El Puente de Chaotianmen fue construido para salvar la distancia entre orillas del río Yangtsé. El puente fue abierto al público en el año 2009 y es el puente en arco con la luz más grande del mundo.



Imagen 2-7: Puente de Chaotianmen

Este puente tiene un ancho de 36,6 metros y su tablero consta de dos pisos. El piso superior consta de tres carriles para tráfico viario y uno para peatones por sentido mientras que en el inferior consta de uno para tráfico viario y otro para tráfico ferroviario por sentido.

El vano central mide 552 metros con una altura máxima en el centro del arco de 142 metros. A lado y lado del vano central coexisten dos vanos menores de 190 metros proporcionando al puente una longitud total de 932 metros.

Tanto el tablero como el arco están formados por una celosía de acero.

Puente de la Bahía de Sídney

El Puente de la Bahía de Sídney se abrió al público en el año 1932 y se construyó para cruzar la bahía de Sídney conectando la costa norte con el centro financiero de la ciudad.



Imagen 2-8: Puente de la Bahía de Sídney

El puente consta de cuatro carriles para tráfico viario, una vía para ferrocarril y una vía para bicicletas por sentido de circulación. Todo ello gracias a su ancho de 49 metros.

Las torres en sus extremos son de hormigón recubiertas en granito y miden 89 metros. El arco está formado por una celosía de acero mientras que el tablero, también formado de acero, es un emparrillado plano. El vano más grande del puente mide 503 metros y el arco mide 134 metros en su punto más alto.

Puente de Lupu

El Puente de Lupu se construyó en Shanghái en el año 2003 conectando dos grandes distritos de la ciudad de Shanghái sobre el río Huangpu.



Imagen 2-9: Puente de Lupu

El Puente Lupu consta de un tablero de 29 metros de ancho con tres carriles por sentido de circulación. Consta de un mirador en lo alto de su arco.

A diferencia de los dos puentes anteriores, este puente consta de un arco simple formado por dos cordones. El tablero es también un emparrillado plano de acero. El puente está diseñado para soportar incluso grandes terremotos.

El vano central mide 550 metros y en su parte superior el arco alcanza una altura de 100 metros.

Puente Hell Gate

El puente Hell Gate fue abierto al público en el año 1916 para conectar Queens y Ward's Island sobre el río East, Nueva York.



Imagen 2-10: Puente Hell Gate

Con un ancho de 30 metros el puente de Hell Gate soporta el paso de cuatro vías de ferrocarril a pesar de que una ya no está en uso.

El vano de luz mayor mide 298 metros de largo y en su punto más alto, el arco mide 93 metros. El arco está formado por una celosía de acero mientras que el tablero es un emparrillado plano también en acero. En cada extremo del arco se encuentran dos grandes pilares.

Puente de Bayonne

El puente de Bayonne fue abierto al público en el año 1931 para conectar Staten Island con Bayonne sobre el río Kill Van Kull.



Imagen 2-11: Puente de Bayonne

Debido a la altura de los nuevos buques de carga ha tenido que modificarse la altura del tablero subiéndola considerablemente. El nuevo tablero consta de dos carriles para tráfico viario y un paso para peatones por sentido de circulación. El ancho del tablero mide 26 metros.

El vano de mayor luz mide 510,54 metros y el arco alcanza una altura de 99,06 metros. El arco está formado por una celosía de acero mientras que el tablero está formado por un emparrillado plano de acero.

Puente Wushan

El Puente de Wushan cruza el río Yangtsé a una altura de 180 metros sobre el nivel del agua.



Imagen 2-12: Puente Wushan

El Puente Wushan alberga dos carriles para tráfico viario y uno para peatones por sentido de circulación.

El arco está formado por una celosía de acero, aunque los cordones están rellenos con hormigón. El tablero está formado mediante un emparrillado plano de acero.

El vano central mide 460 metros y en su punto más alto, el arco alcanza los 130 metros de altura.

Resumen de los puentes comentados

Mediante este apartado se pretende recopilar las medidas y características de los puentes en arco. De esta forma se intentará establecer unas relaciones entre estas medidas que sirvan de precedente para el diseño de nuestro puente.

Puente	L (m)	H (m)	H/L	Tráfico	Material
Puente de Chaotianmen	552	142	0,26	Viario-Ferrovionario	Acero
Puente de la Bahía de Sídney	503	134	0,27	Viario-Ferrovionario	Acero
Puente Lupu	550	100	0,18	Viario	Acero
Puente Hell Gate	298	93	0,31	Ferrovionario	Acero
Puente de Bayonne	510,5 4	99,06	0,19	Viario	Acero
Puente Wushan	460	130	0,28	Viario	Acero-Hormigón

3 Presentación del caso

3.1 Presentación y tipo de puente

Para el presente proyecto no se ha situado el puente en ninguna ubicación concreta. No se pretende tampoco sustituir tampoco un puente ya existente por el modelo estudiado ni proponer una solución a un problema que requiera de un puente de gran luz como solución.

Simplemente, el puente será diseñado considerándolo en el aire, es decir, no estará sujeto a ningún tipo de exigencia geométrica (salvo que la luz sea mayor de 500 metros) ni tampoco geomecánica.

El motivo por el que se ha situado en el aire es por el hecho de que nos situamos en un estudio plenamente académico. Sin embargo, dicho puente tendría cabida, por ejemplo, para cubrir la distancia entre dos orillas de un río con mucho tráfico de barcos.

El puente será un puente en arco. Tanto el arco como el tablero estarán formados por una celosía. El vano principal mide 509 metros mientras que a cada lado del vano principal existen dos vanos de aproximación. La altura máxima del arco es de 95 metros. En los próximos capítulos se muestra con más detalle la geometría del puente.

Dentro del modelo en arco existen numerosas opciones, tanto como en la elección del tipo de estructura como en sus materiales y condiciones de contorno.

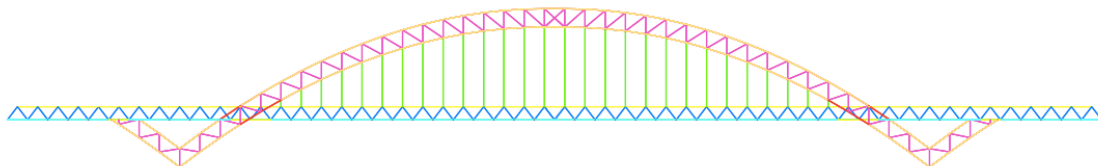


Imagen 3-1: Diseño del puente con arco y tablero en celosía.

El puente será completamente de acero salvo la placa de reparto de cargas en el tablero que será de hormigón. En cuanto a las condiciones de contorno, como se verá a continuación, tendremos un puente con un apoyo fijo y el resto libres

en el movimiento horizontal para evitar así las grandes reacciones en los estribos.

3.2 El tren de alta velocidad, coeficientes y valores

Se pretende diseñar el puente para permitir el paso de dos trenes de alta velocidad españoles. Si bien es cierto, la normativa dicta que debe estudiarse el análisis dinámico para todos los trenes de alta velocidad europea, sin embargo, al situarnos en un trabajo académico se limitará el estudio a la alta velocidad española.

Actualmente, la flota española de alta velocidad consta de varios tipos de trenes. Entre ellos los denominados AVE, AVANT o ALVIA. Estas tres clases de trenes cubren todas las líneas de alta velocidad de España.

Existen numerosos trenes dentro de cada tipo. Se expone a continuación las propiedades del modelo AVE Serie 103.

Ancho de vía	1.435 mm.
Estructura de la caja	Aluminio.
Velocidad máxima (km/h)	350 km/h.
Aceleración (0 a 320 km/h)	380 s.
Distancia de frenado (320 a 0 km/h)	3.900 m.
Plazas sentadas por unidad	404/405.
Composición mínima	Ocho coches (Mc-R-M-R-R-M-R-Rc).
Composición múltiple	Dos composiciones.
Potencia por motor	550 kW.
N.º de ejes	32 (16 motores).
N.º de bogies	16 (8 motores).
Distribución ¹	Bo'Bo'+2'2'+Bo'Bo'+2'2'+2'2'+Bo'Bo'+2'2'+Bo'Bo'.
Diámetro de rueda	920 mm.
Longitud total del tren	200 m.
Longitud coches extremos	25.675 mm.
Longitud coches intermedios	24.775 mm.
Anchura de caja	2.950 mm.
Altura	3.890 mm.
Peso sin carga en orden de la marcha	425 t.
Carga por eje	15 t.

¹ Bo' equivale a un eje motorizado individualmente bajo el mismo boguie. 2' equivale a dos ejes no motorizados bajo el mismo boguie.

A la hora de diseñar el puente será necesario definir qué cargas supone un tren de alta velocidad. Para ello la IAPF define dos tipos de cargas que representan al tren. Por un lado, tenemos la carga estática que produce el peso de los vehículos y por otro lado tenemos la carga dinámica. Evidentemente se escoge una u otra dependiendo del estudio que estemos llevando cabo, o bien estático o bien dinámico.

La carga estática producida por el peso de los vehículos ferroviarios sobre una vía se asimilará a la del tren UIC71 aplicada en el eje de la vía. Dicho tren se define mediante las dos acciones siguientes:

- Cuatro ejes de doscientos cincuenta kilonewtons ($Q_{vk} = 250 \text{ kN}$) cada uno separados longitudinalmente cada 1,6 metros.
- Una sobrecarga uniforme de ochenta kilonewtons por metro lineal ($q_{vk} = 80 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$) extendida en la longitud más desfavorable. Entre la carga longitudinal y la carga de doscientos cincuenta kilonewtons debe haber un espacio de 0,8 metros.

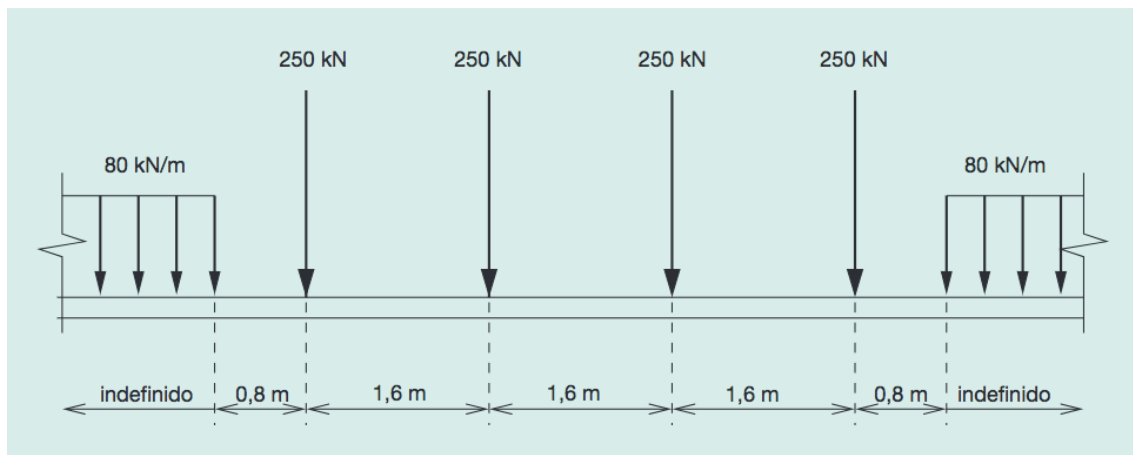


Imagen 3-2: Tren de cargas verticales en análisis estático UIC71. Fuente: IAPF

Dichas cargas, en el modelo estático, irán multiplicadas por un coeficiente de clasificación α que en este caso equivale a:

$$\alpha = 1,21 \quad \text{para vías de ancho UIC}$$

Por otro lado, el coeficiente de impacto pretende simular las sollicitaciones y deformaciones reales de un puente ya que éstas son de carácter dinámico. Para ello deberá emplearse el coeficiente de impacto de valor:

$$\Phi = 1,151$$

La carga dinámica a considerar para el cálculo dinámico está definida en la IAPF.

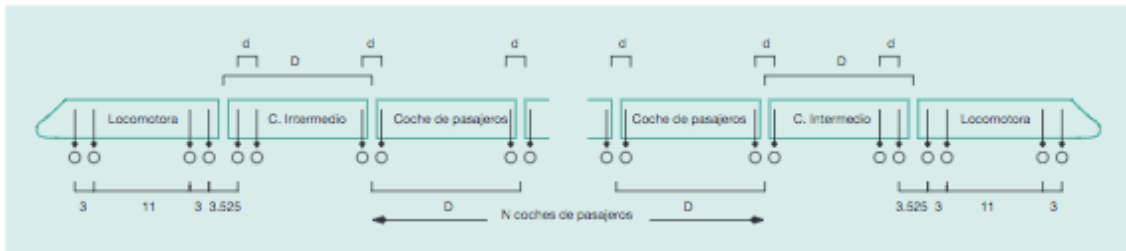


Imagen 3-3: Tren de cargas verticales en análisis dinámico. Fuente: IAPF

En el Apéndice A se pueden encontrarse los diferentes valores para el AVE.

3.3 Normativa de referencia

Toda estructura debe estar diseñada acorde con su normativa correspondiente. Dicha normativa suele ser el Eurocódigo que corresponda según el tipo de estructura. Sin embargo, dentro de cada país existe una normativa más estricta que los propios Eurocódigos.

Es por ello que al estar en una línea de alta velocidad española se aplicará la normativa española correspondiente.

Principalmente se seguirán las siguientes normativas españolas:

- Instrucción de Acero Estructural (EAE), Ministerio de Fomento, Gobierno de España.
- Instrucción de Hormigón Estructural (EHE), Ministerio de Fomento, Gobierno de España.
- Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF), Ministerio de Fomento, Gobierno de España.

Además, al estar diseñando un puente de acero, también se hará referencia al UNE-EN 1993-1 y al UNE-EN 1993-2.

Al estar diseñando una estructura de acero, principalmente, todo tipo de estructura deberá estar sujeta a la normativa EAE cumpliendo las diferentes

comprobaciones necesarias para garantizar el buen funcionamiento de la estructura.

Al igual que en el acero, el hormigón también deberá cumplir su normativa correspondiente, la EHE.

Por otro lado, la IAPF es quién definirá las acciones que se deben considerar a la hora del cálculo de la estructura.

Las tres normativas coinciden en que la comprobación de la estructura debe hacerse de acuerdo con la teoría de los Estados Límite, tanto Últimos como de Servicio.

Estado Límite de Servicio (E.L.S.)

Son aquellos que, si se sobrepasan, la estructura dejará de cumplir los objetivos por los cuales fue construida sin llegar a colapsar la estructura. Para ello deben comprobarse (existen otras, pero no se tendrán en cuenta en este estudio) varias condiciones que son:

- E.L.S. de fisuración.
- E.L.S. de deformación.
- E.L.S. de vibraciones.

Para dichas comprobaciones deberá aplicarse la combinación de acciones adecuada según la normativa IAPF.

Estado Límite Último (E.L.U.)

Son aquellos estados que si se sobrepasan se producirá un agotamiento o colapso de la estructura o de una parte de ella. Se considerarán los siguientes estados últimos:

- E.L.U. de equilibrio.
- E.L.U. de rotura.
- E.L.U. de inestabilidad o pandeo.
- E.L.U. de fatiga.

Existen otros estados últimos, pero en este estudio solo se considerarán los ya descritos.

Al igual que en los estados límite de servicio deberá aplicarse una combinación de las acciones adecuada a la normativa IAPF.

3.4 Metodología

Se ha visto la casuística en la cual nos emplazamos antes de diseñar y calcular el puente. Si bien es cierto que debe empezarse a diseñar desde cero, hemos podido estudiar casos similares que harán el problema algo más sencillo.

En primer lugar, se realizarán dibujos aproximados de la solución final sin ningún tipo de cálculo. En este paso se definirán las medidas más importantes como por ejemplo la luz del arco, su altura, la altura del tablero respecto al suelo, etc.

En segundo lugar, se hará un pre-dimensionamiento de los cordones del tablero y del arco. Se realizará un modelo en dos dimensiones donde el arco y el tablero estarán formados por un solo cordón respectivamente. Dichos cordones tendrán la suma de las características geométricas y mecánicas del resto de cordones. Con dicho modelo se comprobará la resistencia del arco y del tablero en E.L.U y se aprovechará también a realizar la comprobación de la flecha máxima permitida en E.L.S.

Si el paso previo cumple las condiciones, procederemos al diseño más detallado del tablero. Para ello utilizaremos la técnica del emparrillado plano del tablero. Aquí ajustaremos las medidas de las vigas longitudinales y transversales del tablero.

Una vez se ha ajustado el tablero y previamente los cordones de las celosías del arco y del tablero procederemos al cálculo en tres dimensiones del puente. Aquí se volverán a comprobar algunas de las condiciones E.L.S. y E.L.U. ya comprobadas en los modelos en 2D y en el emparrillado del tablero además de otras como las vibraciones en el tablero, el pandeo del arco o las tensiones máximas en los tirantes y su resistencia a fatiga.

Finalmente se extraerán conclusiones sobre la propia estructura y el estudio realizado.

Para llegar a los resultados que observaremos en los próximos capítulos se ha empleado el programa de cálculo de elementos finitos SAP2000 de la casa CSI. En concreto se ha empleado la versión 18. De esta forma será muy importante modelar el puente en el programa de la forma que más se ajuste a la realidad.

4 Pre-dimensionamiento en dos dimensiones

4.1 Geometría inicial e introducción en modelo SAP

4.1.1 Geometría del puente

En primer lugar, se ha definido una geometría inicial del puente. Se ha definido tanto sus dimensiones como la geometría de sus secciones. De esta forma, previo al análisis en tres dimensiones, se comprobará y verificará el puente en dos dimensiones (tanto alzado como emparrillado del tablero) para dar paso posteriormente al análisis en tres dimensiones.

Hemos podido observar en el capítulo 2.2 numerosos puentes en arco similares, en tamaño y comportamiento, al que debemos definir en el presente trabajo. En una primera aproximación se ha hecho un diseño basándose en los puentes actuales y en la experiencia previa del Dr. Ángel Carlos Aparicio.

Debe hacerse especial mención al puente de Chaotianmen al servir de ejemplo en cuanto a la altura y canto de la celosía del arco. En lo que a la sección del tablero se refiere, se ha tomado como referencia inicial el puente de ferrocarril sobre el Ebro en Zaragoza.

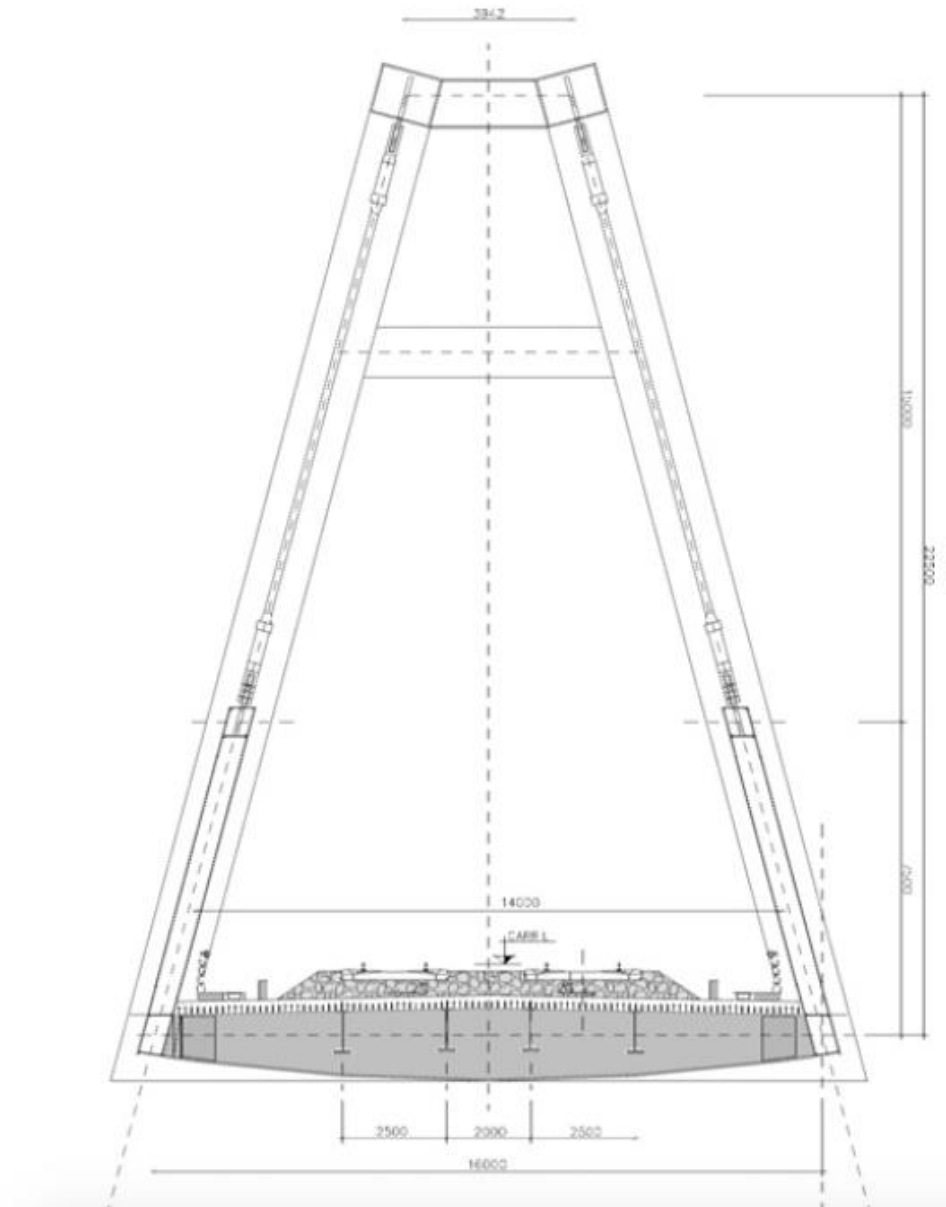


Imagen 4-1: Sección del puente sobre el río Ebro para alta velocidad. Fuente: Medina, 2005, Puente de ferrocarril sobre el río Ebro en Zaragoza

Sección inicial del tablero

En cuanto al pre-dimensionamiento inicial se ha optado por una sección del tablero de 16,5 metros de ancho (el mínimo necesario para permitir el paso de dos trenes de alta velocidad simultáneamente) con cuatro cordones, dos inferiores y dos superiores. Los cordones superiores e inferiores estarán conectados mediante una celosía de tipo Warren.

Los dos cordones inferiores estarán conectados cada 13,78 metros mediante una viga transversal de canto variable. Dicha viga será tipo forma de viga IPE y

es la encargada de transmitir las cargas de las vigas longitudinales (que se presentan a continuación) a los cordones laterales.

Sobre cada raíl se colocará una viga longitudinal de perfil similar a una viga IPE que estará empotrada en ambos extremos a las vigas transversales para dar continuidad a los esfuerzos que surgen al pasar el tren. El propósito de la viga es distribuir el peso del ferrocarril a las vigas transversales y estas a los cordones del tablero.

Inmediatamente sobre estas vigas se colocará una losa de hormigón de 25 centímetros de hormigón proporcionándole una cierta pendiente (del 2%) hacia el centro siendo éste ligeramente de más espesor que en los bordes. Dicha placa de hormigón se ha colocado para distribuir la acción proveniente del balasto de la forma más homogénea posible a los cordones laterales y las vigas sobre los raíles.

Ya sobre la placa tendremos la superestructura de vía con el balasto, traviesas y raíles, así como otros materiales como la canaleta de comunicaciones, etc.

Se muestra a continuación la sección inicial del tablero. Se muestran también los cordones de la celosía tanto superiores como inferiores. Las vigas longitudinales y transversales se muestran en el capítulo del emparrillado plano.

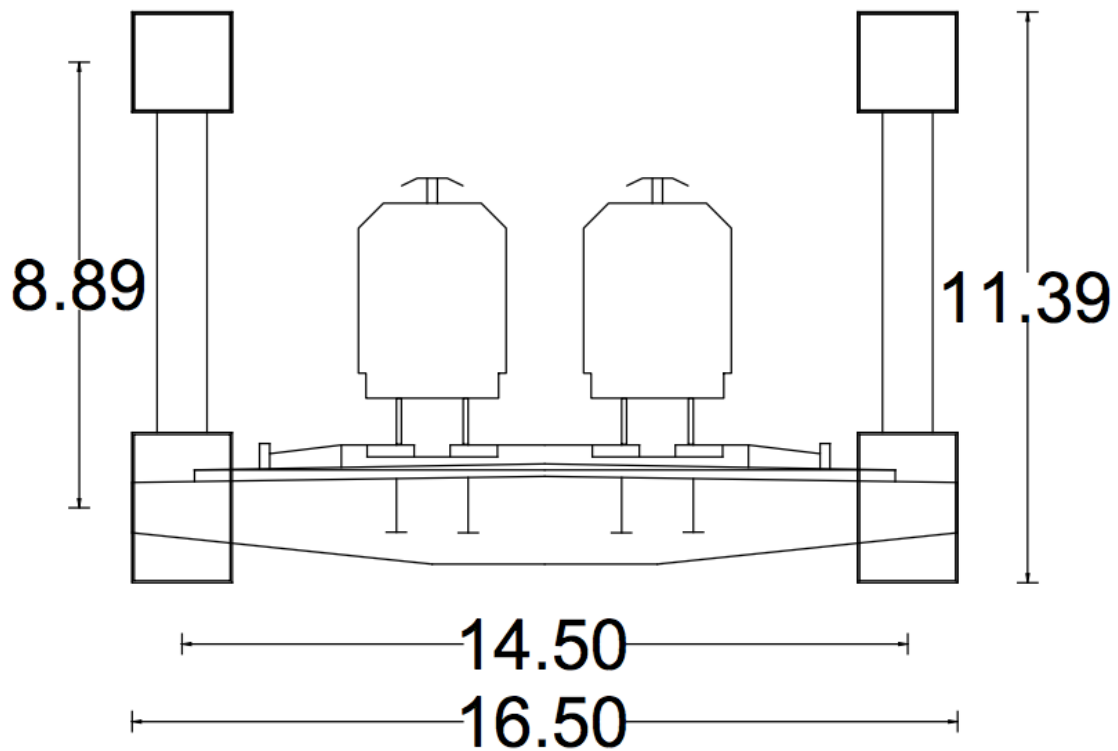


Imagen 4-2: Sección del tablero en el diseño inicial del puente.

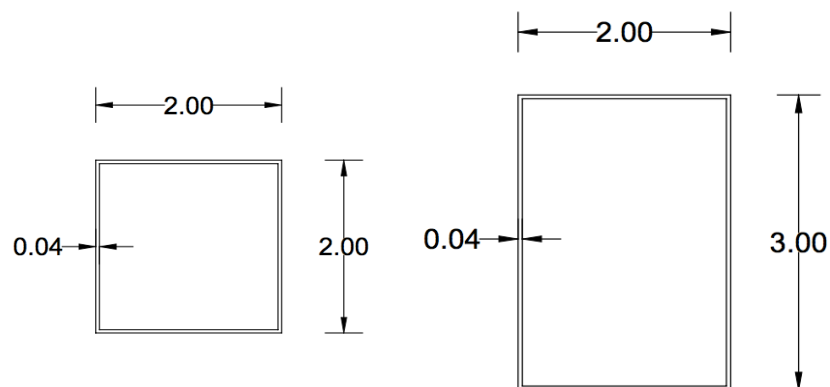


Imagen 4-3: A la izquierda, detalle de los cordones superiores en el diseño inicial. A la derecha, detalle de los cordones inferiores en el diseño inicial.

En un inicio, el cordón superior del tablero tenía un canto de un metro, no obstante, se encontraban tensiones superiores a la máxima capaz de resistir por el acero. De esta forma, y gracias al análisis de sensibilidad (que se muestra en los siguientes capítulos), se ha tomado la decisión de aumentar la sección de acero aumentando así el canto del cordón superior del tablero.

Sección inicial del arco

En cuanto al pre-dimensionamiento inicial del arco, se ha tomado una sección con cuatro cordones iguales. El canto entre los cordones superiores e inferiores es de 10 metros y el ancho viene marcado por la sección del tablero; 14,5 metros. Puede verse a continuación las medidas exactas de la sección del arco.

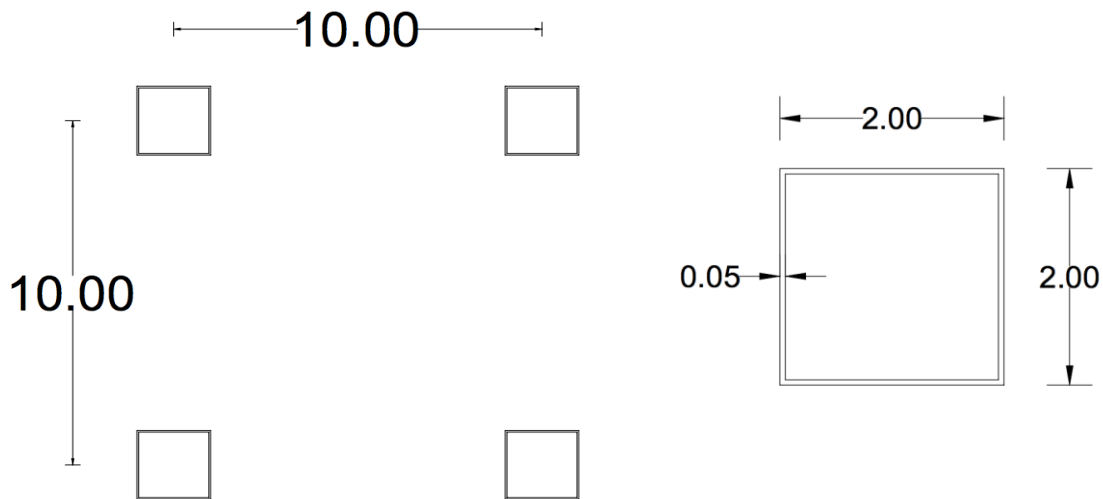


Imagen 4-4: A la izquierda, sección del arco. A la derecha, detalle de los cordones del arco.

Alzado del puente

Para las medidas del alzado se ha tenido muy en cuenta el Puente de Chaotianmen. Como se ha explicado en capítulos previos dicho puente está diseñado para dar paso tanto a ferrocarril como a tráfico rodado y por lo tanto se considera que, en cuanto a carga y a luz, es un puente similar al que debemos diseñar.

Debe comentarse que en el alzado ahora propuesto se considerarán tan solo dos dimensiones y se simplificará tanto el tablero como el arco a un solo cordón equivalente a la suma de los cuatro que existen en realidad en tres dimensiones.

Es por ello que en la siguiente imagen aparecen un solo cordón en tablero y arco. Debe entenderse que dichos cordones únicos transcurren por el centro de gravedad de cada sección respectivamente. Sin embargo, en el cálculo en dos

dimensiones se ha tenido en cuenta las propiedades geométricas y mecánicas de la sección entera, es decir, con los cuatro cordones.

Vemos a continuación las medidas del alzado con exactitud.

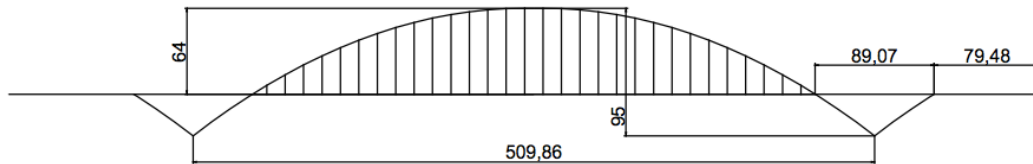


Imagen 4-5: Alzado del puente simplificado

Cables de suspensión del tablero

Los cables tienen una longitud variable según la posición del arco. Los cables son los encargados de la suspensión del tablero y de la transmisión de la carga del tablero al arco al paso del tren de alta velocidad.

Los cables estarán anclados de los cordones superiores del tablero a los cordones inferiores del arco. Serán los encargados de transmitir la carga del tablero al arco y éste último al terreno. Los cables tendrán un diámetro de 9 cm.

4.1.2 Materiales empleados

Durante la definición de la geometría se han nombrado los diferentes materiales que se pretende emplear en el puente. En este capítulo se pretende definir las propiedades de dichos materiales ya que serán necesario a la hora de calcular esfuerzos y verificar secciones.

Los diferentes materiales empleados son los siguientes:

- Acero S 460 J2
- Hormigón C30/37
- Acero Y 1860 S7

Se muestra a continuación en las siguientes tablas las propiedades de los diferentes materiales.

S 460 J2		
Peso específico	kN/m ³	78,5
Módulo de elasticidad	N/mm ²	210.000
Módulo de rigidez	N/mm ²	81.000
Coeficiente de Poisson		0,3
Coeficiente de dilatación térmica	(C) ⁻¹	1,2*10 ⁻⁵
Tensión límite elástica	N/mm ²	460

C30/37		
Peso específico	kN/m ³	25
Resistencia a compresión	N/mm ²	30
Resistencia media a tracción	N/mm ²	2,9
Coeficiente de Poisson		0,2
Módulo de elasticidad	N/mm ²	28.000

Y 1860 S7		
Número de alambres		7
Carga unitaria máxima	N/mm ²	1860

4.1.3 Condiciones de contorno

Una vez definida la geometría y los materiales debemos definir las condiciones de contorno, tipos de apoyo, del puente.

El puente seguirá el comportamiento habitual de los puentes en arco con tablero intermedio. El arco trabajará a compresión y, según la disposición de tipos de apoyo en los extremos del arco, el tablero trabajará a tracción o no.

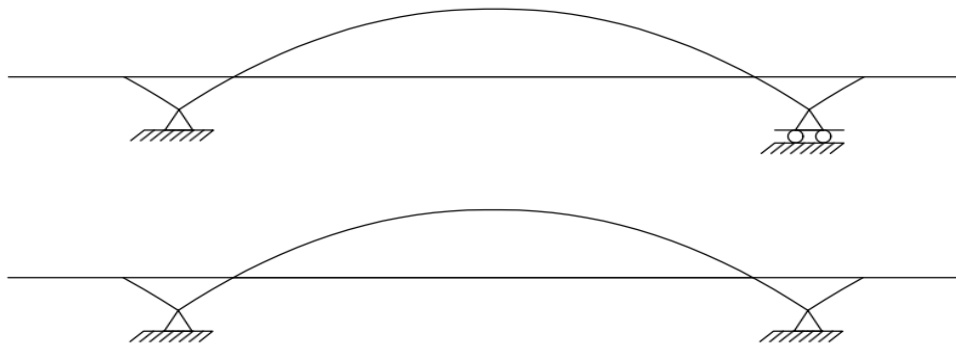


Imagen 4-6: En la parte superior, distribución A con un apoyo libre y en la parte inferior, distribución B con los dos apoyos fijos.

Por lo tanto, tenemos dos disposiciones posibles: una en la que los apoyos son fijos y otra en la que tenemos un apoyo fijo y el otro apoyo libre en la dirección horizontal (permite el movimiento en la dirección horizontal).

En el apartado de "Análisis de Sensibilidad" puede verse los diferentes esfuerzos y movimientos según el caso en el que estemos. Se ha descartado el modelo con ambos apoyos fijos debido a la altísima reacción horizontal en los apoyos. De esta forma el puente tendrá un apoyo fijo y el resto libre. Existirá un movimiento horizontal en el apoyo libre haciendo trabajar a tracción el tablero.

4.1.4 Introducción en el programa SAP 2000

Una vez definida la geometría real, debe transformarse dicha geometría e introducirla en SAP 2000 de la forma más adecuada. En el primer análisis en dos dimensiones tanto el arco como el tablero estarán compuestos por una sola barra.

De esta forma, la barra discurrirá por el centro de gravedad de la sección del arco y del tablero respectivamente. La barra tendrá las propiedades mecánicas de la suma de todas las vigas que actúan en cada sección. Así pues, la barra equivalente del arco tendrá las propiedades mecánicas de los cuatro cordones que componen el arco y lo mismo para la barra equivalente del tablero.

Por otro lado, deberá tenerse en cuenta todo el peso propio de la sección real. Para una mayor simpleza en el programa de cálculo, se ha dotado a las barras

de un peso específico nulo (sin embargo, sí se les ha dotado de área e inercia). El peso propio de la sección sea definido mediante una carga uniformemente distribuida.

Se definen ahora las propiedades mecánicas de las barras equivalentes de cada sección (tablero y arco).

	A (mm ²)	I ₃₃ (mm ⁴)
Arco	1,56	40
Tablero	1,414	75,3016

En cuanto a los pesos propios de las diferentes secciones, podemos ver a continuación cómo han sido calculados.

Peso propio de la sección del arco

En primer lugar, debemos calcular el área de la sección del arco.

$$A_{cordones}^{acero} = 4 \cdot A_0^{acero} = 1,56 \text{ m}^2$$

Donde A_0^{acero} es el área de la sección de un cordón de acero.

De forma que, multiplicando por el peso específico del acero obtendremos la carga uniforme que representa el peso propio de los cuatro cordones del arco.

$$g_{cordones} = \gamma_{acero} \cdot A_s^{acero} = 122,46 \frac{kN}{m}$$

Las diagonales y montantes no se han tenido en cuenta a la hora de dar inercia sin embargo sí se han tenido en cuenta en cuanto a carga se refiere. Los montantes se han aproximado como un 10% de la sección de los cordones mientras que las diagonales un 20%. De esta forma se ha de sumar a la carga de los cordones un 30% de la misma y obtendremos la carga equivalente al peso propio de la sección del arco.

$$g_{arco} = 1,3 \cdot g_{cordones} = 159,198 \frac{kN}{m}$$

Peso propio de la sección del tablero

En este caso, a diferencia de la sección del arco es algo más complicado el cálculo de la carga equivalente al peso propio. Además de tener los cuatro cordones con sus diagonales y montantes, tendremos también la placa de hormigón, las vigas transversales cada 13,78 m y la superestructura de vía.

A continuación, se presenta por pasos el cálculo del peso propio de la sección del tablero.

En primer lugar, calculamos el área de la sección y luego multiplicamos por el peso específico del acero para obtener la carga uniforme que representa a los cuatro cordones, dos superiores y dos inferiores.

$$g_{cordones} = A_{cordones}^{acero} \cdot \gamma_{acero} = (2 \cdot A_{cordón}^{superior} + 2 \cdot A_{cordón}^{inferior}) \cdot \gamma_{acero} = 49,74 \frac{kN}{m}$$

Al igual que en el caso de la sección del arco, los montantes y las diagonales representan el 30% de la sección de los cordones.

$$g_{mont+diag} = 0,3 \cdot g_{cordones} = 14,92 \frac{kN}{m}$$

En segundo lugar, calculamos la carga equivalente a la losa de hormigón de 25 cm de espesor.

$$g_{placa} = e \cdot B \cdot \gamma_{hormigón} = 87,5 \frac{kN}{m}$$

Donde “e” es el espesor de la placa y “B” el ancho de la misma.

En siguiente lugar calculamos el peso de las vigas transversales. A pesar de estar situadas cada 13,78 metros se ha modelado también como una carga uniforme. A pesar de definirse más adelante, se ha estimado que dicha viga transversal tendrá una sección de 65000 mm². De esta forma tenemos que cada viga, siendo de acero y midiendo 14,5 metros pesará

$$P_{viga\ transversal} = \frac{65000 \cdot 78,5 \cdot 14,5}{1000000} = 73,99\ kN$$

Si ponemos una viga transversal cada 13,78 metros podemos definirla como una carga lineal de la siguiente forma:

$$g_{v.t.} = \frac{73,99}{13,78} = 5,4 \frac{kN}{m}$$

Finalmente, solo nos queda calcular el peso propio de las vigas longitudinales situadas bajo los raíles, las vigas longitudinales interiores. Al igual que en las vigas transversales, se definirán más adelante dichas vigas con lo que ahora tendremos una aproximación de estas. Se ha cogido el peso propio del perfil HE 1000x584 porque se cree que será un perfil de dimensiones similares.

De esta forma, al tener cuatro vigas longitudinales intermedias tendremos:

$$g_{long} = \frac{4 \cdot 584 \cdot 10}{1000} = 23,36 \frac{kN}{m}$$

Una vez hemos definido todos los pesos propios de los componentes del tablero podemos saber cuál será la carga lineal equivalente al peso propio del tablero.

$$g_{tablero} = g_{cordones} + g_{mont+diag} + g_{placa} + g_{v.t.} + g_{long} = 180,92 \frac{kN}{m}$$

Una vez definido las cargas equivalentes a los pesos propios queda definir e introducir la geometría de los cables que sostienen el tablero. En el programa SAP2000 es sencillo definir los cables ya que existe la posibilidad de considerar barras como tirantes. De forma que dichas barras no podrán trabajar a compresión y solo tracción.

Solo queda ahora definir los cables que se definirán como una barra de acero circular de diámetro 0,09 m con las características especificadas previamente.

4.2 Cargas que actúan y casos de carga

Hemos definido en el capítulo anterior la geometría inicial del puente y sus propiedades. Hemos podido ver como se ha tenido que simplificar a un modelo de barra única para tablero y arco.

Además de las cargas equivalentes al peso propio de tablero y arco existen otras cargas sobre el puente que deben tenerse en cuenta. Estas cargas son la carga permanente de la superestructura de vía (donde se tienen en cuenta el balasto,

las traviesas, raíles y otros materiales de vías) y el tren de carga que equivale a la carga del tren al pasar sobre el puente.

La carga de la superestructura se estimará mediante una carga lineal de 180 kN/m uniformemente repartida en todo el tablero. De esta forma tenemos:

$$g_{scf} = 180 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Una vez definida la carga de la superestructura ferroviaria debemos definir la carga equivalente al tren (con sus locomotoras y sus vagones). Se ha definido en los capítulos anteriores la carga equivalente al tren. Dicho tren corresponde al tren UIC71.

Para simplificar el modelo en el programa se ha simplificado mínimamente el modelo de carga. Se ha simplificado a una carga uniforme constante de 80 kN/m y cuatro cargas separadas cada $1,6$ metros. Puede verse en la siguiente figura el modelo simplificado.

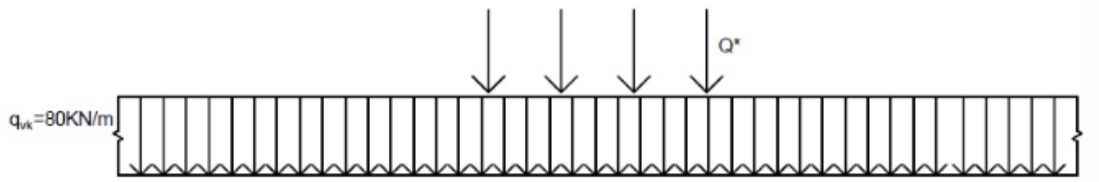


Imagen 4-7: Caso de carga vertical simplificado

Las cargas equivalentes se calculan de la siguiente forma.

$$4 \cdot 1,6 \cdot 80 + 4 \cdot Q_{eq} = 4 \cdot 250$$

Resolviendo

$$Q_{eq} = 122 \text{ kN}$$

De esta forma, multiplicando por el coeficiente α obtenemos una carga equivalente y cuatro cargas puntuales de:

$$q = 1,21 \cdot 80 = 96,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{eq} = 1,21 \cdot 122 = 147,6 \text{ kN}$$

Se ha de tener en cuenta que sobre el puente pueden circular dos trenes al mismo tiempo de forma que se multiplicaría por dos el tren de carga.

El coeficiente de impacto no se ha tenido en el dimensionamiento en dos dimensiones. Solo se ha tenido en cuenta en el estudio localizado del tablero de los próximos capítulos.

Una vez definidas las cargas deben estudiarse diferentes posiciones del tren de carga para encontrar los mayores esfuerzos y ver así si el puente resiste y cumple la normativa.

Se han estudiado los siguientes modelos de carga

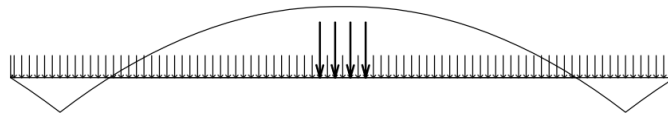


Imagen 4-8: Modelo de carga A

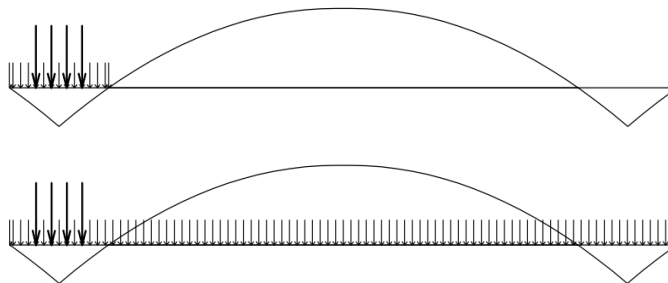


Imagen 4-9: Modelo de carga B.1 y B.2

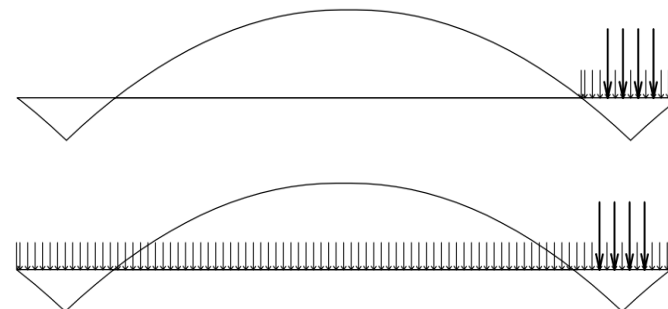


Imagen 4-10: Modelo de carga C.1 y C.2

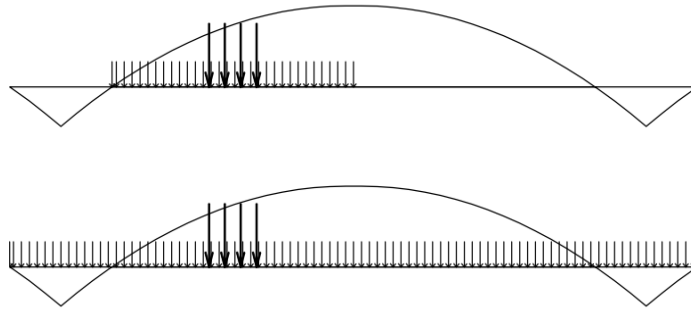


Imagen 4-11: Modelo de carga D.1 y D.2

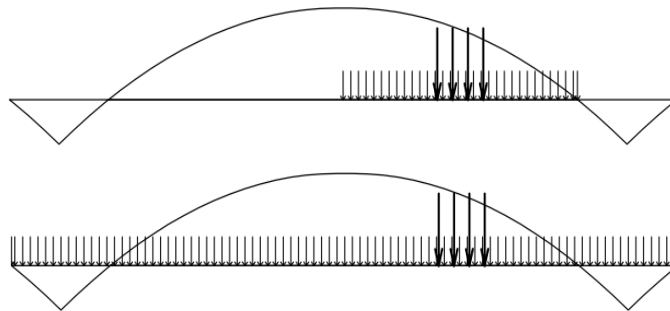


Imagen 4-12: Modelo de carga E.1 y E.2

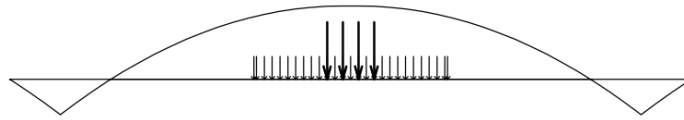


Imagen 4-13. Modelo de carga F

Hay que tener en cuenta los dos trenes simultáneos, de esta forma la carga debería multiplicarse por dos ya que el tren alberga dos vías, uno por sentido de circulación.

Para el cálculo de esfuerzos y reacciones y el cálculo de desplazamientos se han seguido las teorías de los estados límites. En el caso del cálculo de esfuerzos y reacciones se ha empleado el estado límite último multiplicando por 1,35 las cargas permanentes (pesos propios y sobrecargas) y por 1,5 las cargas no permanentes (carga de ambos trenes). Por otro lado, para el cálculo de desplazamientos se ha empleado el modelo de estados límites de servicio donde las cargas no están mayoradas sea cual sea su naturaleza.

4.3 Análisis de sensibilidad

Previamente a exponer los resultados, se ha estudiado diferentes alternativas al modelo inicial propuesto. No solo alternativas en su geometría sino también en sus condiciones de contorno.

En el presente análisis de sensibilidad se han estudiado diferentes casos en los que se varía la sección del arco y del tablero. Además, para hacer el análisis más amplio y tener todas las opciones se ha estudiado todos los casos con dos disposiciones de apoyos diferentes. La modalidad en la que se ha introducido en SAP2000 el modelo alzado del puente y el modelo con dos apoyos fijos en ambos extremos del arco.

Los casos que se han estudiado son los siguientes:

Variación	Sección del tablero	Sección del arco	Disposición de los Apoyos
Variación 1	$A_0^{tablero}$	A_0^{arco}	A
Variación 2	$2 \cdot A_0^{tablero}$	$2 \cdot A_0^{arco}$	A
Variación 3	$2 \cdot A_0^{tablero}$	A_0^{arco}	A
Variación 4	$A_0^{tablero}$	$2 \cdot A_0^{arco}$	A
Variación 5	$A_0^{tablero}$	A_0^{arco}	B
Variación 6	$2 \cdot A_0^{tablero}$	$2 \cdot A_0^{arco}$	B
Variación 7	$2 \cdot A_0^{tablero}$	A_0^{arco}	B
Variación 8	$A_0^{tablero}$	$2 \cdot A_0^{arco}$	B

Donde $A_0^{tablero}$ y A_0^{arco} es el área de la sección inicial del tablero y el arco respectivamente.

La columna de apoyos hace referencia a la imagen 4.1.6 donde se muestran las dos disposiciones de los apoyos. La disposición A donde uno de los apoyos permite el movimiento horizontal mientras que el otro apoyo es fijo. La disposición B tiene ambos apoyos fijos.

De esta forma tendremos 8 casos diferentes a estudiar. De cada caso se han obtenido los desplazamientos verticales en la parte superior del arco y en el centro del tablero y los desplazamientos horizontales en el extremo libre (o fijo en las variaciones 5,6,7 y 8). Por otro lado, se han obtenido también los esfuerzos axiales en dichos puntos y la reacción en dicho extremo. Puede verse

en la siguiente figura los puntos donde se han encontrado los desplazamientos y esfuerzos.

Los esfuerzos y desplazamientos que se muestran en las siguientes tablas corresponden solo al peso propio del puente según cada variación. De esta forma no se ha tenido en cuenta el tren de carga en ninguno de los casos. Además, los esfuerzos y desplazamientos se muestran en estados límites de servicio.

Desplazamientos			
Variación	δ_A (m)	δ_B (m)	δ_C (m)
Variación 1	-1,522	-1,525	0,683
Variación 2	-2,133	-2,136	0,964
Variación 3	-1,738	-1,742	0,782
Variación 4	-1,916	-1,919	0,865
Variación 5	-0,837	-0,84	0
Variación 6	-1,165	-1,169	0
Variación 7	-0,954	-0,958	0
Variación 8	-1,048	-1,051	0

Esfuerzos axiles			
Variación	N_A (kN)	N_B (kN)	R_C (kN)
Variación 1	-201.031,29	201.030,43	0
Variación 2	-282.394,12	282.392,90	0
Variación 3	-229.781,81	229.780,83	0
Variación 4	-253.643,59	253.642,50	0
Variación 5	-203.399,67	2.013,67	-201.386,01
Variación 6	-285.738,81	1.337,00	-284.401,82
Variación 7	-232.493,38	1.926,14	-230.567,25
Variación 8	-256.645,10	1.424,53	-255.220,58

De ambas tablas pueden extraerse numerosas conclusiones. En primer lugar, en los esfuerzos axiles podemos observar grandes diferencias de comportamiento según la disposición de los apoyos. En el caso de tener ambos apoyos fijos vemos que el tablero prácticamente no trabaja y las tracciones son muy pequeñas comparadas con las compresiones en el arco. Esto evidentemente se debe a que el esfuerzo de tracción recae sobre el apoyo

teniendo éste una reacción muy similar a las tracciones en el tablero en el caso de un apoyo fijo y el otro libre.

Si seguimos comparando entre las dos disposiciones de apoyos podemos observar que los movimientos son inferiores en el caso de los dos apoyos fijos. De hecho, los movimientos se reducen casi a la mitad en los puntos A y B mientras que en C obviamente es nulo al estar restringido el movimiento.

Podemos considerar la opción de ambos apoyos fijos como mejor respecto a la de un apoyo fijo y el otro libre. No obstante, debe tenerse en cuenta que la reacción horizontal en el apoyo resulta ser de una magnitud muy difícil de soportar por un apoyo. Es por este motivo que ha sido descartada en un inicio a pesar de los menores desplazamientos en centro vano y centro arco en comparación con la opción donde uno de los apoyos es libre.

Comparando las diferentes variaciones dentro de una misma disposición de apoyos podemos observar que doblar el área del arco o del tablero por separado no supone grandes desplazamientos horizontales en el extremo C. En cuanto a los desplazamientos verticales, supone un aumento de éstos de entre 20 y 40 cm.

Debe tenerse en cuenta que la flecha producida por el peso propio puede solucionarse dotando al tablero y al arco de una cierta pendiente ascendente hacia el centro. De esta forma el mismo peso propio de la estructura, con la flecha inducida por síglo misma acabaría dejando horizontal el propio tablero.

Por este motivo podemos ver que doblando tan solo el área del tablero, no aumentarían mucho los movimientos horizontales ni tampoco los esfuerzos axiales en el tablero. De esta forma se ha llegado a la solución de ampliar el canto del cordón superior del tablero comentado en el capítulo 4.1.1.

4.4 Verificación y comprobación geometría inicial

Los máximos y mínimos esfuerzos obtenidos han sido cuando la posición de los trenes de carga está centrada, el caso de carga A

El comportamiento del puente era de esperar al tener un apoyo fijo y otro libre; con el arco trabajando a compresión mientras que el tablero trabaja a tracción.

Los esfuerzos máximos y mínimos obtenidos son los siguientes:

	Valor (kN)	Zona actuación
N Max	395.873,975	tablero
N min	-456.815,118	arco

Comprobamos en primer lugar que las tensiones en el arco no superan las máximas posibles:

$$f_{max} = \frac{460}{1,05} = 438 \frac{N}{mm^2}$$

Las tensiones en el arco serán las siguientes:

$$\sigma_d^{arco} = \frac{N}{A} = \frac{-456815,118}{1,56} \cdot \frac{1}{1000} = 292,83 \frac{N}{mm^2}$$

Queda comprobado que

$$\sigma_d^{arco} < f_{max}$$

En segundo lugar, comprobamos las tensiones en el tablero con su nueva geometría:

$$\sigma_d^{tablero} = \frac{N}{A} = \frac{395873,975}{1,414} \cdot \frac{1}{1000} = 278 \frac{N}{mm^2}$$

Queda comprobado en este caso que

$$\sigma_d^{tablero} < f_{max}$$

De esta forma damos por bueno esta nueva sección del tablero. Debemos verificar que se cumplen ahora las condiciones del estado límite de servicio. Son varias las que deben comprobarse no obstante solo se comprobará la de la flecha máxima; algunas de ellas no proceden al estar en un modelo alzado en dos dimensiones y el resto se tendrán en cuenta con los análisis dinámicos.

La flecha máxima sucede en centro vano del tablero cuando ambos trenes están centrados en el tablero. La normativa IAPF define la flecha máxima como:

$$\delta_{max} = \frac{L}{600}$$

En nuestro caso tendremos que la flecha máxima no deberá ser superior a:

$$\delta_{max} = \frac{509,86}{600} = 0,85 \text{ m}$$

En condiciones de estado límite de servicio, la flecha máxima en cualquiera de los casos es 0,48 que resulta ser inferior a la flecha máxima.

Queda comprobada también la condición de estado límite de servicio. Por lo tanto, damos por bueno este pre-dimensionamiento de la sección del tablero y del arco. En el próximo capítulo se definirá con mayor precisión las vigas transversales y longitudinales del tablero.

5 Pre-dimensionamiento del tablero

5.1 Geometría inicial del tablero

5.1.1 Geometría del tablero

En el presente capítulo se pretende definir las dimensiones de las diferentes vigas del tablero. Se excluyen de este conjunto de vigas los cordones superiores e inferiores al haber sido definidos en el apartado anterior.

Como se ha ido introduciendo, el tablero estará compuesto por vigas y cordones de acero además de una placa de hormigón para repartir las cargas del paso del tren de alta velocidad. Estamos por lo tanto ante un problema de estructuras mixtas y deberá ser resuelto como tal.

Será preciso tener en cuenta no solo las vigas de acero como elemento resistente sino también la losa de hormigón. De la combinación de ambas aparece las estructuras mixtas. Para tener en cuenta la capacidad resistente de la losa se ha empleado el método del ancho equivalente.

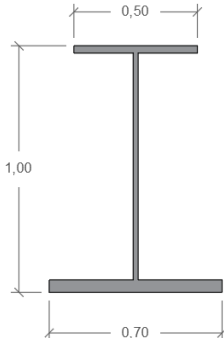
Veremos en este capítulo la dimensión de las vigas mientras que en el siguiente veremos la viga mixta equivalente.

Debemos definir tanto las vigas transversales como las longitudinales. Las vigas transversales estarán situadas cada 13,78 metros mientras que las vigas longitudinales estarán situadas bajo los carriles a lo largo de todo el puente. El entramado que forman las vigas transversales y longitudinales son las encargadas de transportar la carga del tren a los cordones.

Vigas longitudinales

Las vigas longitudinales están situadas sobre cada carril, de esta forma tendremos cuatro vigas longitudinales a lo largo de todo el tablero. Las vigas longitudinales estarán empotradas a las vigas transversales asegurando así una mejor continuidad de los esfuerzos.

Como se ha dicho previamente su forma es parecida a un perfil IPE o HEB y tiene la siguiente forma y características mecánicas

	H	m	1
	b_{sup}	m	0,5
	t_{sup}	m	0,03
	b_{inf}	m	0,7
	t_{inf}	m	0,05
	t_w	m	0,02
	A	m ²	0,0684
	I_3	m ⁴	0,0115
	CDG	m	0,366

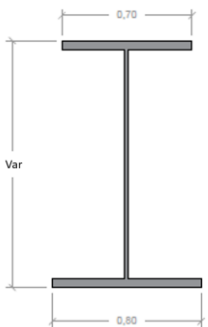
El material de estas vigas será el acero.

Vigas transversales

Las vigas transversales estarán situadas cada 13,78 metros y estarán unidas a los cordones. Dichas uniones permitirán el giro para no crear momentos negativos sobre el hormigón.

La viga transversal tendrá un canto variable en los extremos y constante en el centro, siendo en su punto más largo 1,625 metros y 1,3272 metros en su parte más corta.

Se muestra a continuación las características de dicha viga transversal.

	H	m	Var.
	b_{sup}	m	0,7
	t_{sup}	m	0,05
	b_{inf}	m	0,8
	t_{inf}	m	0,05
	t_w	m	0,02
	A	m ²	Var.
	I_3	m ⁴	Var.
	CDG	m	Var.

5.1.2 Geometría de la viga mixta equivalente

Hemos visto en el capítulo previo las dimensiones de las vigas sin tener en cuenta el hormigón como elemento resistente. Para tener en cuenta el hormigón como elemento resistente utilizaremos el método del ancho equivalente.

Este método consiste en transformar el ancho efectivo de la losa de hormigón en un ancho equivalente de acero mediante un coeficiente n . Debemos añadir a la viga correspondiente una sección de acero rectangular con el mismo canto de la losa y de ancho el encontrado mediante la transformación. Podemos ver la transformación de una forma más clara mediante la siguiente imagen.

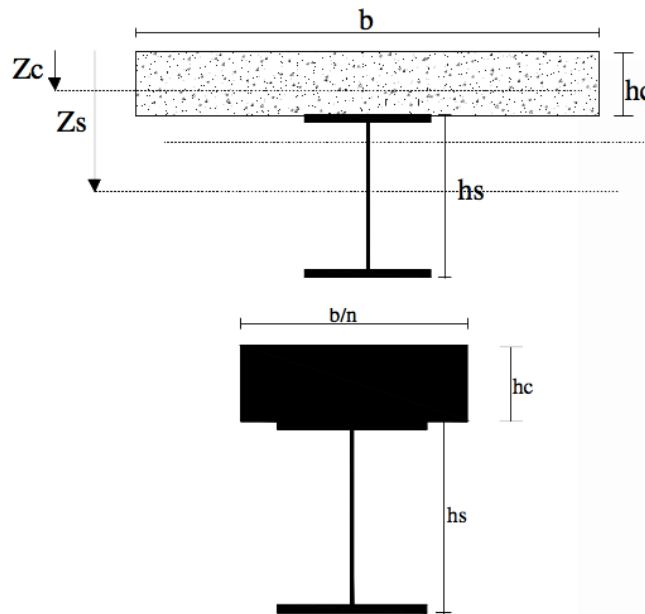


Imagen 5-1: Transformación del ancho de hormigón al ancho efectivo de acero.

El coeficiente n puede calcularse de la siguiente forma.

$$n = \frac{E_a}{E_h}$$

Donde E_h y E_a hacen referencia a los módulos elásticos del hormigón y el acero respectivamente.

Debido a la variación del módulo elástico del hormigón dependiendo de si la acción tiene efectos instantáneos o diferidos, tendremos un coeficiente n variable. Para simplificar el diseño y cálculo se ha tenido en cuenta un valor medio de n . De esta forma:

$$n = 10$$

Sin embargo, ¿cuál es el ancho b correspondiente para cada viga? Deberemos, previamente, encontrar el ancho efectivo de losa de hormigón para cada viga. El ancho efectivo de hormigón sobre cada viga puede calcularse de la siguiente forma.

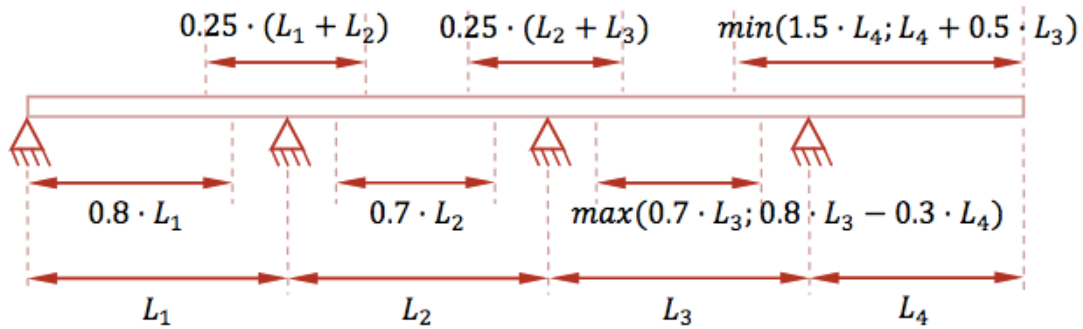


Imagen 5-2: Cálculo del ancho efectivo para cada viga longitudinal.

Nuestra disposición de las vigas longitudinales es la siguiente

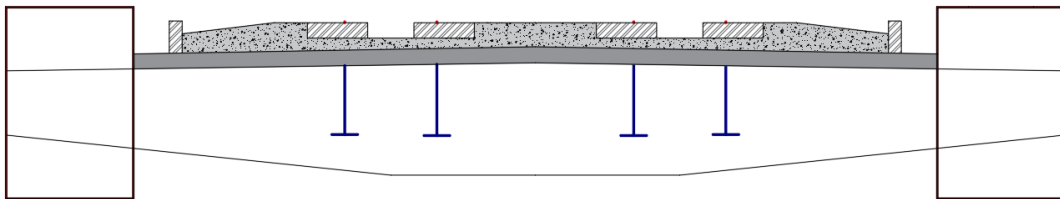


Imagen 5-3: Sección del tablero (sin cordones superiores ni celosía).

De esta forma podemos estimar dos anchos efectivos para las vigas longitudinales obteniendo dos tipos de secciones mixtas: viga longitudinal mixta exterior y viga longitudinal mixta.

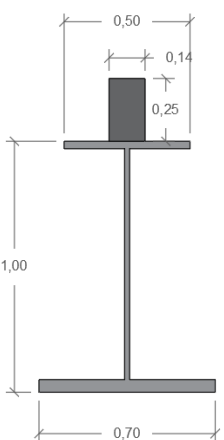
Encontramos el ancho efectivo de la viga longitudinal mixta exterior e interior

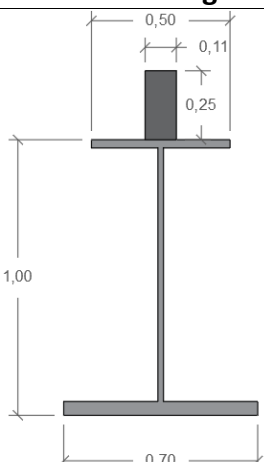
$$b_{eff}^{long,ext} = 0,25 \cdot (4,2825 + 1,435) = 1,43 \text{ m}$$

$$b_{eff}^{long,int} = 0,25 \cdot (3,065 + 1,435) = 1,125 \text{ m}$$

Una vez tenemos los anchos efectivos debemos dividir por nuestro coeficiente n y añadir a la sección de la viga la sección equivalente en acero.

De esta forma tenemos las siguientes vigas longitudinales y transversales

Viga longitudinal mixta exterior			
	H	m	1,25
	h_c	m	0,25
	b_{trans}	m	0,143
	b_{sup}	m	0,5
	t_{sup}	m	0,03
	b_{inf}	m	0,7
	t_{inf}	m	0,05
	t_w	m	0,02
	A	m ²	0,1042
	I_3	m ⁴	0,0252
	CDG	m	0,6265

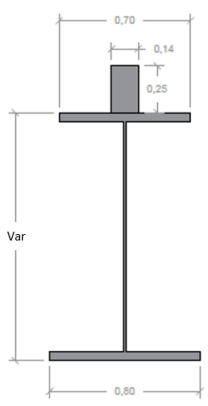
Viga longitudinal mixta interior			
	H	m	1,25
	h_c	m	0,25
	b_{trans}	m	0,1125
	b_{sup}	m	0,5
	t_{sup}	m	0,03
	b_{inf}	m	0,7
	t_{inf}	m	0,05
	t_w	m	0,02
	A	m ²	0,0965
	I_3	m ⁴	0,0231
	CDG	m	0,5871

Así como hemos calculado el ancho efectivo y transformado de las vigas longitudinales, debemos encontrar ahora el ancho efectivo de las vigas transversales.

Deberíamos proceder encontrando el ancho efectivo de la losa sobre la viga transversal no obstante el ancho efectivo es muy grande y se ha querido estar del lado de la seguridad teniendo en cuenta menos ancho efectivo. Es por eso que dicho ancho efectivo ha sido tomado como una décima parte de la distancia entre vigas transversales. Así pues:

$$b_{eff}^{trans} = 1,4 \text{ m}$$

Aplicando el coeficiente de transformación tendremos la siguiente sección transversal mixta.

Viga transversal mixta			
	H	m	Var.
	h_c	m	0,25
	b_{trans}	m	0,14
	b_{sup}	m	0,7
	t_{sup}	m	0,05
	b_{inf}	m	0,8
	t_{inf}	m	0,05
	t_w	m	0,02
	A	m ²	Var.
	I_3	m ⁴	Var.
	CDG	m	Var.

Para asegurar el funcionamiento solidario de la losa de hormigón con las vigas longitudinales y transversales es necesario soldar a las alas superiores (en su lado superior) unos pernos de conexión acero-hormigón.

5.1.3 Condiciones de contorno

Para la verificación y comprobación del pre-dimensionamiento del tablero se ha empleado el modelo del emparrillado plano. Si bien es cierto que el tablero real posee cordones superiores e inferiores. En este caso solo se han tenido en cuenta los cordones inferiores.

Por otro lado, para simplificar el modelo, se ha representado solo un tramo del tablero. Se ha representado solo la parte comprendida entre 4 vigas transversales centrales.

De esta forma deberá estudiarse con profundidad las condiciones de contorno para reproducir de la manera más exacta el modelo real.

Para representar a los cables de suspensión se ha empleado el uso de muelles. Cada cordón estará representado por un muelle. La constante elástica de dichos muelles puede encontrarse mediante la siguiente transformación.

$$k = \frac{F}{\Delta x} = \frac{S \cdot E \cdot \varepsilon}{\Delta x} = \frac{S \cdot E}{L}$$

Donde S es la sección del cordón, E el módulo elástico y L su longitud. Podemos ver a continuación las constantes elásticas para cada cordón (en kN/m).

K_1	2.796,06
K_2	2.783,25
K_3	2.783,25
K_4	2.796,06

Dicho modelo de muelles solo tiene en cuenta el alargamiento del cable. El movimiento del arco se considera nulo al tratarse de una primera aproximación.

Por otro lado, deberá tenerse en cuenta una última condición de contorno en el modelo. Se permitirá el giro (para tener momento nulo) en la unión entre la viga transversal.

5.1.4 Introducción del modelo en el programa SAP2000

Una vez definida la geometría y las condiciones de contorno deberá introducirse el modelo en el programa.

Se introducen los cordones inferiores y las vigas longitudinales mixtas de forma sencilla.

La losa de hormigón se ha representado mediante diferentes vigas transversales que, sumando sus características, representa la losa, tanto en geometría como en características mecánicas.

Para representar la viga transversal de canto variable se ha dividido dicha viga en cinco; un tramo central, dos interiores y dos exteriores. Tendremos entonces tres tipos de vigas transversales de diferente canto y por lo tanto de diferentes propiedades. Se muestra a continuación las propiedades de las diferentes vigas transversales mixtas (cabe recordar que debe asociarse el ancho transformado del hormigón al acero).

Vigas transversales		Central	Interior	Exterior
H	m	1,625	1,6063	1,3272
h_c	m	0,25	0,25	0,25
b_{trans}	m	0,14	0,14	0,14
b_{sup}	m	0,7	0,7	0,7

t_{sup}	m	0,05	0,05	0,05
b_{inf}	m	0,8	0,8	0,8
t_{inf}	m	0,05	0,05	0,05
t_w	m	0,02	0,02	0,02
A	m ²	0,1413	0,1409	0,1353
I_3	m ⁴	0,0779	0,076	0,0515
CDG	m	1,022	1,011	0,8484

Por último, deben añadirse las condiciones de contorno. Se ha comentado en el capítulo anterior que los cordones verticales que sostienen el tablero serán representados por muelles elásticos, fáciles de introducir en el programa

Por otro lado, debe permitirse el giro en la unión cordón inferior – viga transversal. Para ello el programa dispone la opción de “Release Moment 3”

5.2 Cargas que actúan y casos de carga

En este caso el peso propio del tablero es tenido en cuenta por el programa directamente y no será necesario añadir ningún tipo de carga permanente en representación del peso propio.

En cuanto a la carga permanente de la superestructura de vía deberá aplicarse en las vigas longitudinales como una carga lineal uniforme. Dicha carga lineal es diferente para las vigas longitudinales exteriores y las interiores debido al ancho contributivo de las mismas.

La carga de la superestructura se reparte de la siguiente forma.

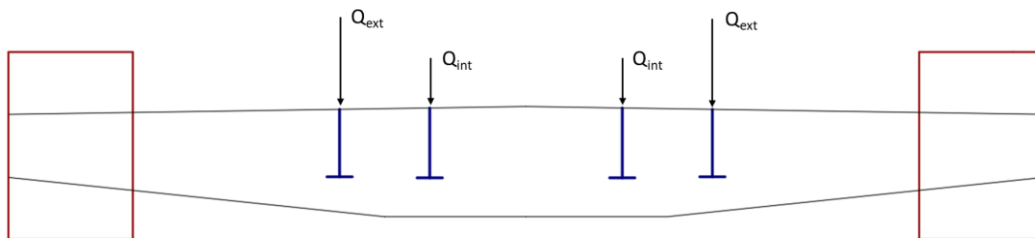


Imagen 5-4: Reparto de las cargas según el ancho contributivo.

Donde la carga exterior es 62,07 kN/m y la carga interior es 27,93 kN/m.

Solo se ha representado el tramo central comprendido entre 4 vigas transversales. Estamos hablando entonces de un estudio local del tablero.

En este caso, al tratarse de un estudio local, no se empleará la simplificación del tren de carga, sino que se aplicará el tren de carga como se especifica en la IAPF. Deberá tenerse en cuenta en este caso el coeficiente de impacto.

Se plantean dos casos de carga diferentes dependiendo de la posición de los trenes en el tramo que está siendo estudiado:

- Tren de carga A: un tren UIC-71 centrado en uno de los dos carriles
- Tren de carga B: dos trenes UIC-71 centrados en ambos carriles

Debe tenerse en cuenta las dos situaciones de los estados límite; en servicio y último.

5.3 Verificación y comprobación geometría final

Una vez introducida la geometría, las condiciones de contorno y las cargas en el programa procedemos a la obtención de resultados y a la comprobación de la geometría.

Cabe decir que la presente geometría es la resultante de diferentes modificaciones previas. Las vigas longitudinales requerían, por exceso de tensiones, un aumento de su ala inferior.

Debemos recordar que nos hayamos en un problema de estructuras mixtas. Según el tipo de acción, ésta recae sobre la viga mixta o simple. El peso propio de la viga y el peso propio de la losa de hormigón recaen sobre la viga simple mientras que la sobre carga ferroviaria y los trenes de carga recaen sobre la viga mixta. Por este motivo se realizará la comprobación de las vigas en los estados límites de servicio.

En la práctica, se buscará que:

$$\sigma_{max} \leq \frac{\sigma_{yd}}{1,4}$$

En el caso de tener acero S 460 la tensión máxima permitida será 313 MPa.

Se ha cogido un coeficiente de minoración 1,4 que se considera adecuado para dicho estudio. En puentes de ferrocarril, la normativa considera 1,35 como coeficiente de mayoración para las cargas permanentes y 1,5 para las cargas variables. Debido a que la carga permanente ferroviaria es muy elevada, se considera 1,4 un valor medio apropiado como coeficiente de minoración de la tensión máxima.

Se calculará por separado las tensiones producidas por cada acción; la suma de todas ellas no debería ser superior a la máxima permitida del acero. Deberán verificarse todas las vigas. Para encontrar las tensiones máximas se empleará la ecuación de Navier-Stokes

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot z$$

Donde:

- N y M son los esfuerzos axiles y momento respecto al eje horizontal de la sección.
- A es el área de la sección de la viga
- I es el momento de inercia respecto del eje horizontal
- z es la distancia entre el centro de gravedad de la sección y el punto donde se quiere calcular la tensión.

Evidentemente al ser z máxima obtendremos las mayores tensiones por lo tanto buscaremos las tensiones en la parte inferior de la sección, en la parte superior de la viga simple y en la parte superior de la viga mixta.

Podemos ver cómo tanto el área, como la inercia, como el centro de gravedad variará según estemos en la viga mixta o simple. Es por ello que debemos verificar en estados límites de servicio.

En los siguientes subcapítulos se presenta para cada viga, los diferentes esfuerzos y tensiones provocadas por las diferentes acciones (peso propio, sobrecarga ferroviaria y tren de cargas).

Debe tenerse en cuenta que se coge un tipo de sección u otro (simple o mixta) según la acción que se esté considerando. Principalmente:

- Peso propio: sección simple
- Sobrecarga ferroviaria: sección mixta
- Tren de carga: sección mixta

Las unidades de los siguientes valores serán kN, MPa y metros.

Viga longitudinal exterior

Viga longitudinal exterior	Peso propio	Sobrecarga ferroviaria	Tren de carga B
Momento	370,43	722,01	1173,86
Axil	0,00	0,00	0,00
Cortante	0,00	0,00	0,00
Sección	Simple	Mixta	Mixta
$z_{c,sup}$	-	0,62	0,62
$z_{s,sup}$	0,63	0,37	0,37
$z_{s,inf}$	-0,37	-0,63	-0,63
$\sigma_{c,sup}$	-	17,86	29,04
$\sigma_{s,sup}$	20,42	10,70	17,40
$\sigma_{s,inf}$	-11,79	-17,95	-29,18

Sumamos a continuación las tensiones para cada altura de la sección y encontramos las tensiones máximas en el acero.

Viga longitudinal exterior	Tensión ELS	$\frac{\sigma_{yd}}{1,4}$	Estado
$\sigma_{s,sup}$	48,52	313	Verificado
$\sigma_{s,inf}$	-58,92	313	Verificado

Viga longitudinal interior

Viga longitudinal interior	Peso propio	Sobrecarga ferroviaria	Tren de carga B
Momento	371,73	737,19	1377,10
Axil	0,00	0,00	0,00
Cortante	0,00	0,00	0,00
Sección	Simple	Mixta	Mixta

$Z_{c,sup}$	-	0,66	0,66
$Z_{s,sup}$	0,63	0,41	0,41
$Z_{s,inf}$	-0,37	-0,59	-0,59
$\sigma_{c,sup}$	-	21,16	39,52
$\sigma_{s,sup}$	20,49	13,18	24,61
$\sigma_{s,inf}$	-11,83	-18,74	-35,00

Sumamos a continuación las tensiones para cada altura de la sección y encontramos las tensiones máximas en el acero.

Viga longitudinal interior	Tensión ELS	$\frac{\sigma_{yd}}{1,4}$	Estado
$\sigma_{s,sup}$	58,29	313	Verificado
$\sigma_{s,inf}$	-65,57	313	Verificado

Viga transversal central

Viga transversal central	Peso propio	Sobrecarga ferroviaria	Tren de carga B
Momento	2992,75	5955,84	9435,48
Axil	0,00	0,00	0,00
Cortante	0,00	0,00	0,00
Sección	Simple	Mixta	Mixta
$Z_{c,sup}$	-	0,89	0,89
$Z_{s,sup}$	0,88	0,64	0,64
$Z_{s,inf}$	-0,74	-0,98	-0,98
$\sigma_{c,sup}$	-	64,57	102,29
$\sigma_{s,sup}$	48,09	46,45	73,59
$\sigma_{s,inf}$	-40,33	-71,29	-112,94

Sumamos a continuación las tensiones para cada altura de la sección y encontramos las tensiones máximas en el acero.

Viga transversal central	Tensión ELS	$\frac{\sigma_{yd}}{1,4}$	Estado
$\sigma_{s,sup}$	168,13	313	Verificado
$\sigma_{s,inf}$	-224,56	313	Verificado

Viga transversal interior

Viga transversal interior	Peso propio	Sobrecarga ferroviaria	Tren de carga B
Momento	2980,23	5953,10	9428,36
Axil	0,00	0,00	0,00
Cortante	0,00	0,00	0,00
Sección	Simple	Mixta	Mixta
$Z_{c,sup}$	-	0,78	0,78
$Z_{s,sup}$	0,75	0,53	0,53
$Z_{s,inf}$	-0,62	-0,84	-0,84
$\sigma_{c,sup}$	-	79,89	126,52
$\sigma_{s,sup}$	58,72	54,31	86,02
$\sigma_{s,inf}$	-48,88	-86,02	-136,24

Sumamos a continuación las tensiones para cada altura de la sección y encontramos las tensiones máximas en el acero.

Viga transversal interior	Tensión ELS	$\frac{\sigma_{yd}}{1,4}$	Estado
$\sigma_{s,sup}$	199,05	313	Verificado
$\sigma_{s,inf}$	-271,15	313	Verificado

Viga transversal exterior

Viga transversal exterior	Peso propio	Sobrecarga ferroviaria	Tren de carga B
Momento	2559,40	5126,77	7881,25
Axil	0,00	0,00	0,00
Cortante	0,00	0,00	0,00
Sección	Simple	Mixta	Mixta
$Z_{c,sup}$	-	0,65	0,65
$Z_{s,sup}$	0,58	0,40	0,40
$Z_{s,inf}$	-0,48	-0,66	-0,66
$\sigma_{c,sup}$	-	95,53	146,86
$\sigma_{s,sup}$	68,80	58,60	90,08
$\sigma_{s,inf}$	-56,75	-97,94	-150,56

Sumamos a continuación las tensiones para cada altura de la sección y encontramos las tensiones máximas en el acero.

Viga transversal exterior	Tensión ELS	$\frac{\sigma_{yd}}{1,4}$	Estado
$\sigma_{s,sup}$	217,47	313	Verificado
$\sigma_{s,inf}$	-305,25	313	Verificado

Hemos podido observar como todas las vigas han sido verificadas en cuanto a los estados límites últimos se refiere.

Si bien es cierto que en el presente estudio los axiles y los cortantes son nulos, en los estudios en tres dimensiones no lo serán. Sin embargo, como pre-dimensionamiento se opta por esta geometría.

Hemos podido pre dimensionar en este apartado las vigas transversales y longitudinales. Junto con el pre-dimensionamiento de los cordones en el capítulo anterior podemos proceder al dimensionamiento final en tres dimensiones y su comprobación de resistencia.

6 Dimensionamiento de los cordones en tres dimensiones

6.1 Geometría final del puente e introducción en el modelo SAP

6.1.1 Geometría final del puente

En los capítulos previos hemos pre dimensionado los cordones y el tablero mediante un modelo simplificado del puente. Es evidente que dicho pre-dimensionamiento nos da una idea inicial de la geometría final del puente, pero de ningún modo la determina de forma exacta.

Para determinar su geometría final, se ha empleado un modelo en tres dimensiones que se ajusta mucho mejor a la realidad. Si bien es cierto que el punto de partida ha sido la geometría definida por el pre-dimensionamiento, la geometría ha sufrido diferentes modificaciones.

Principalmente se han modificado los espesores de los cordones, la geometría del arco y se ha ampliado el ancho del ala inferior de las vigas transversales. Los cables de suspensión del tablero son de igual geometría que en el inicio.

Debido al exceso de tensiones ha sido necesario ampliar el espesor de los cordones mientras que también se ha tenido que suavizar la curvatura del arco en sus partes externas como se puede apreciar en la siguiente imagen.

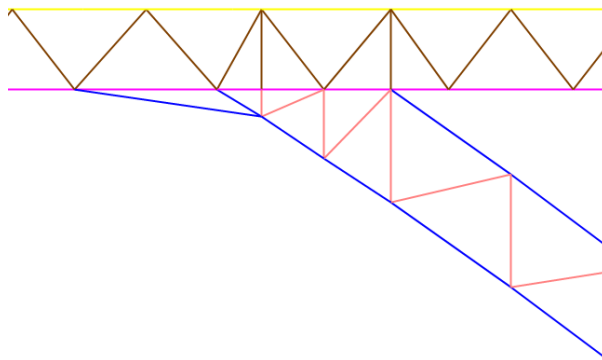


Imagen 6-1: Detalle de la suavización del arco.

A pesar de verificarse en el capítulo 7, la ampliación del ancho del ala de la viga transversal ha sido provocado por un exceso de tensiones. Debe especificarse

que los cálculos en el modelo en tres dimensiones han sido realizados con la ampliación que se acaba de comentar.

Al estar en el modelo en tres dimensiones, se tendrán en cuenta ahora los montantes y diagonales de la celosía del arco y la celosía Warren del tablero.

Para todos los montantes y diagonales se ha tenido el mismo tipo de sección para simplificar el problema. Se ha optado por unas barras de sección cuadrada.

A continuación, se muestran todos los cordones empleados en el modelo en tres dimensiones. En las imágenes que se muestran a continuación no se tienen en cuenta los rigidizadores de la sección. Los rigidizadores estarán separados entre sí por una distancia constante.

Sección cordón inferior del tablero

El cordón inferior del tablero tiene una geometría rectangular de 3x2 metros y un espesor de 0,05 metros.

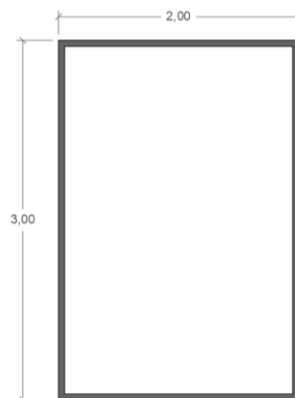


Imagen 6-2: Sección del cordón inferior del tablero.

Sección cordón superior del tablero

El cordón superior del tablero tiene una geometría cuadrada de 2x2 metros y un espesor de 0,06 metros.

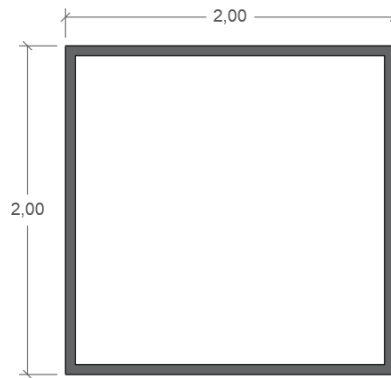


Imagen 6-3: Sección del cordón superior del tablero.

Sección cordón del arco

El cordón del arco tiene una geometría cuadrada de 2x2 metros y un espesor de 0,06 metros.

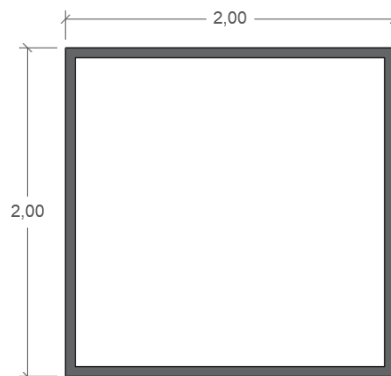


Imagen 6-4: Sección del cordón del arco.

Sección de diagonales y montantes

La sección de las diagonales y montantes del tablero y arco tienen una geometría cuadrada de 1x1 metros y 0,06 metros de espesor.

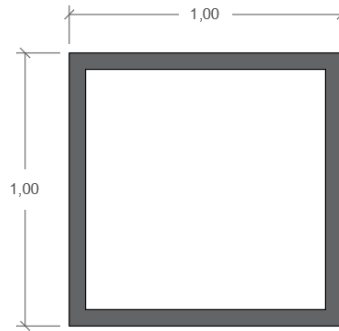


Imagen 6-5: Sección de las diagonales y montantes.

6.1.2 Materiales empleados

Los materiales empleados en el modelo en tres dimensiones son los mismos que en el pre-dimensionamiento. El acero para los cordones y vigas será el acero S 460 J2 mientras que el hormigón será el C30/37. Para los cables se ha empleado el acero Y 1860 S7.

6.1.3 Condiciones de contorno

Las condiciones de contorno serán las mismas que en el pre-dimensionamiento. Tendremos un apoyo del arco fijo mientras que el resto de apoyos será libre.

Con esta disposición se sigue esperando el mismo comportamiento del tablero del arco; el tablero trabajando a tracción mientras que el arco trabaja a compresión.

Deberá tenerse en cuenta en el modelo tridimensional la liberación de momentos en los extremos de las vigas transversales (en la unión con los cordones inferiores del tablero).

6.1.4 Introducción en el programa SAP 2000

A diferencia de los casos anteriores, la geometría del modelo tridimensional es muy sencilla de introducir en el programa.

Se dibuja la geometría como un modelo de barras en Autocad y se importa en SAP2000. Paralelamente se definen las diferentes secciones y materiales que

actúan en el modelo. Finalmente, a cada barra se le asigna su sección correspondiente.

En este caso no será necesario añadir ningún tipo de carga uniforme en forma de peso propio pues es el programa quien las tiene en cuenta.

Sí será necesario liberar de momentos los extremos de las vigas longitudinales y definir las condiciones de contorno mediante puntos fijos o móviles en la dirección horizontal.

En cuanto a la losa se refiere, se representará como se ha hecho en el capítulo 5, mediante barras paralelas a las vigas transversales. A dichas barras se les asigna unas propiedades idénticas a la parte correspondiente de la losa de hormigón.

Evidentemente, la introducción de las vigas longitudinales y transversales se ha de realizar acorde con la teoría de estructuras mixtas del capítulo. Se introducirán de la misma forma que se ha hecho en el capítulo 5.

6.2 Cargas que actúan y casos de carga

Las cargas que actúan en el modelo tridimensional son las mismas que en el modelo del pre-dimensionamiento, evidentemente.

Tenemos el peso propio de la propia estructura, la carga permanente de la superestructura de vía y el tren de carga.

El peso propio, al haber definido cada sección de forma exacta es el programa quien lo tiene en cuenta de forma que no es necesario añadir ningún tipo de carga.

Por otro lado, la carga permanente de la superestructura de vía se introducirá como una carga lineal en las vigas longitudinales. Se repartirá de la misma forma que en el capítulo 5; mediante unas cargas lineales diferentes para las vigas longitudinales exteriores que para las longitudinales interiores. La carga de la superestructura se reparte de la siguiente forma.

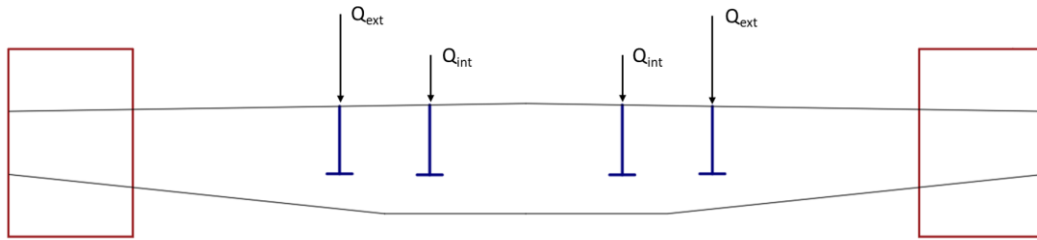


Imagen 6-6: Reparto de las cargas según el ancho contributivo.

Donde la carga exterior es $62,07 \text{ kN/m}$ y la carga interior es $27,93 \text{ kN/m}$.

Por último, solo falta representar los trenes de carga. En este caso, no será necesario solapar los trenes de carga. Simplemente habrá que situar un tren de carga por sentido de circulación.

Dicha carga recae sobre los raíles situados sobre las vigas longitudinales. De esta forma, la acción de un tren de carga deberá dividirse en dos, una por cada raíl.

Para representar el tren de carga se empleará el modelo simplificado definido en el capítulo 4.

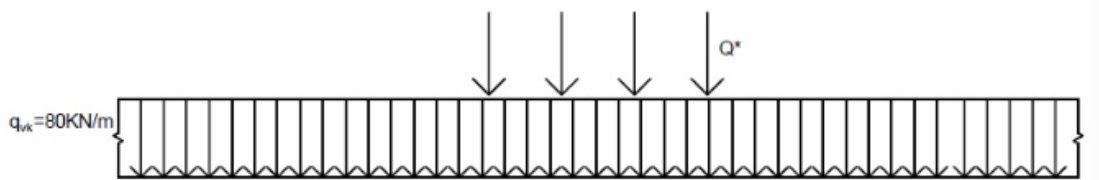


Imagen 6-7: Caso de carga vertical simplificado.

Sin embargo, el tren de carga debe dividirse sobre cada raíl en partes iguales. La carga uniforme será de $48,4 \text{ kN/m}$ mientras que las cuatro cargas puntuales serán de $73,8 \text{ kN}$. En dicha carga, se ha incluido el coeficiente α pero no se ha tenido en cuenta el coeficiente ϕ ya que éste solo se tiene en cuenta en el estudio localizado del tablero

Para el estudio en tres dimensiones se han definido cuatro casos de carga según la posición de los trenes. En dichos casos de carga los dos trenes (uno por sentido de circulación) están en la misma coordenada horizontal del tablero. Se pueden ver a continuación los diferentes casos de carga.

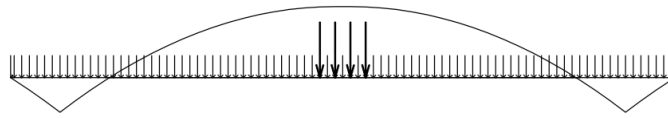


Imagen 6-8: Caso de carga A.

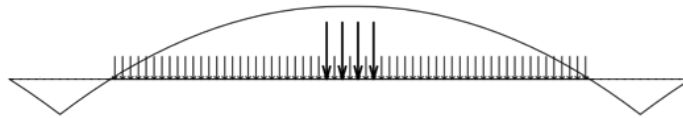


Imagen 6-9: Caso de carga B.

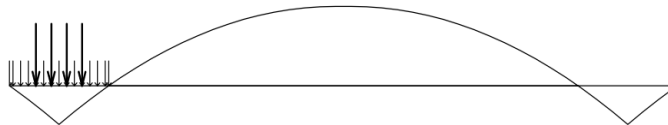


Imagen 6-10: Caso de carga C.

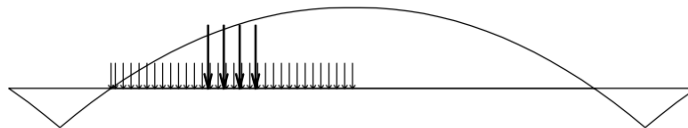


Imagen 6-11. Caso de carga D.

Evidentemente se seguirá utilizando el estudio en estados límite de servicio y los estados límites últimos según queramos ver desplazamientos o esfuerzos respectivamente.

6.3 Verificación y comprobación del diseño final

Una vez introducida la geometría, los materiales, las condiciones de contorno y las diferentes cargas procedemos a la obtención de resultados y a la verificación de los cordones y de los movimientos grandes.

Deberemos comprobar

- Estados Límites Últimos en cordones y cables
- Estado Límite de Servicio de desplazamientos máximos permitidos

6.3.1 Estados Límites Últimos en cordones y cables

En primer lugar, se comprobarán la resistencia de la estructura a los esfuerzos máximos en el caso de los estados límites últimos para cada sección.

Los esfuerzos máximos se pueden ver en la siguiente tabla.

Sección cordón	Axil	Momento	Cortante
Tablero inferior	106.840,00	68.295,34	6.835,49
Tablero superior	150.190,75	31.949,21	5.314,44
Arco	144.915,83	43.527,88	5.735,82
Diagonales y montantes	73.573,17	12.373,25	5.493,20

Los valores presentados están en valor absoluto y las unidades son kN y kN·m.

A continuación, procedemos a la verificación de las diferentes secciones. Para todos los casos se verificará según la normativa EAE. Se procederá de la misma forma para cada sección; en primer lugar, se verificará el axil máximo, luego el momento y finalmente el cortante.

Debe tenerse en cuenta que el acero para todas las secciones de los cordones es el S 460 de tal forma que la tensión límite elástica empleada es la siguiente:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{460}{1,05} = 438 \text{ MPa}$$

En primer lugar, verificaremos la sección del cordón inferior del tablero.

$$N_{pl,rd} = A_s \cdot f_{yd} = 214.666,67 \text{ kN}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{I \cdot f_{yd}}{z_{max}} = 186.453,33 \text{ kN} \cdot m$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_c \cdot f_{yd}}{\sqrt{3}} = 75880,32 \text{ kN}$$

Podemos ver como los valores máximos del modelo son menores que los valores máximos permitidos.

Verificamos ahora la sección del cordón superior del tablero.

$$N_{pl,rd} = A_s \cdot f_{yd} = 203.977,14 \quad kN$$

$$M_{pl,rd} = \frac{I \cdot f_{yd}}{z_{max}} = 128.055,24 \quad kN \cdot m$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_c \cdot f_{yd}}{\sqrt{3}} = 63.739,47 \quad kN$$

Podemos ver como los valores máximos del modelo son menores que los valores máximos permitidos.

Verificamos ahora la sección del cordón del arco.

$$N_{pl,rd} = A_s \cdot f_{yd} = 203.977,14 \quad kN$$

$$M_{pl,rd} = \frac{I \cdot f_{yd}}{z_{max}} = 128.055,24 \quad kN \cdot m$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_c \cdot f_{yd}}{\sqrt{3}} = 63.739,47 \quad kN$$

Podemos ver como los valores máximos del modelo son menores que los valores máximos permitidos.

Finalmente verificamos las secciones de las diagonales y montantes de las diferentes celosías.

$$N_{pl,rd} = A_s \cdot f_{yd} = 98.834,29 \quad kN$$

$$M_{pl,rd} = \frac{I \cdot f_{yd}}{z_{max}} = 29264,76 \quad kN \cdot m$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_c \cdot f_{yd}}{\sqrt{3}} = 30.352,13 \quad kN$$

Podemos ver como los valores máximos del encontrados en el modelo son menores que los valores máximos permitidos de cada sección.

6.3.2 Estado Límite de Servicio de desplazamientos máximos permitidos

En cuanto a los estados límites de servicio debe calcularse que la flecha máxima no supere el límite exigido por la norma.

El límite de flecha máxima exigido por la IAPF es el siguiente:

$$\delta_{max} = \frac{L}{600} = \frac{509,86}{600} = 0,85 \text{ m}$$

Después de realizar los cálculos, la flecha máxima, debido a las cargas no permanentes, aparece en el centro vano con un valor de 0,29 metros que es inferior al límite permitido.

Los desplazamientos máximos que aparecen en centro vano son la suma de los dos trenes de carga, uno por sentido de circulación. No se tiene en cuenta el descenso del punto medio debido al peso propio ni de la carga permanente de la sobrecarga ferroviaria. El motivo por el cual no deben considerarse es la construcción del propio puente con una cierta contra flecha. De esta forma, el descenso provocado por el peso propio y la carga permanente lo devolverían a su estado horizontal.

7 Dimensionamiento del tablero en tres dimensiones

7.1 Geometría del tablero

7.1.1 Geometría final del tablero

Hemos podido ver en el capítulo 6, el dimensionamiento final de los cordones, tanto del tablero como del arco, así como también los cables. En este capítulo se dimensionará y determinará la geometría final del tablero, es decir, de sus vigas longitudinales y transversales.

Se procederá de la misma forma que en los capítulos anteriores. Se propondrá directamente la geometría y diseño final del tablero a pesar de haber tenido que ajustar la geometría hasta cumplir los diferentes requisitos.

Al igual que en el capítulo 5, se ha tenido en cuenta tan solo el tramo central del tablero para poder estudiar el caso de forma local. Se puede observar en la siguiente figura la parte estudiada en el presente capítulo.

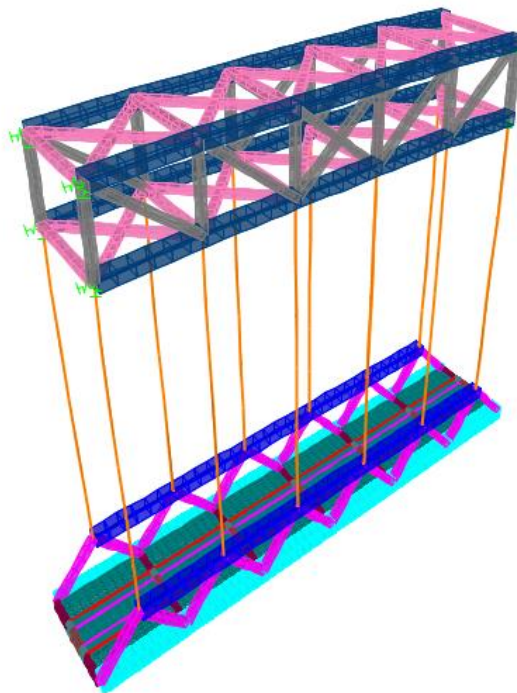


Imagen 7-1: Detalle del arco, tablero y cables de suspensión.

La losa de acero ha sido representada de la misma forma que en el capítulo 5; mediante una serie de vigas transversales con las propiedades equivalentes a la losa. En cuanto a los cables, tienen la misma geometría que en el pre-dimensionamiento.

Se presenta a continuación la geometría de las vigas longitudinales y transversales. Si bien es cierto que solo existen dos tipos de vigas (longitudinales y transversales), hemos visto anteriormente que estamos situados frente a una estructura mixta. En este caso, deberá encontrarse también la viga equivalente para cada viga.

De esta forma, se presenta al mismo tiempo tanto la viga simple como la viga equivalente mediante el método visto en el capítulo 5.1.2.

Debe recordarse también que la viga transversal ha sido discretizada en cinco tramos debido a su canto variable; uno central, dos interiores y dos exteriores.

Sección viga longitudinal exterior

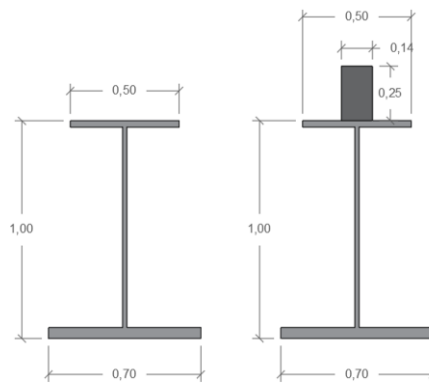


Imagen 7-2: Sección viga longitudinal exterior

Sección viga longitudinal interior

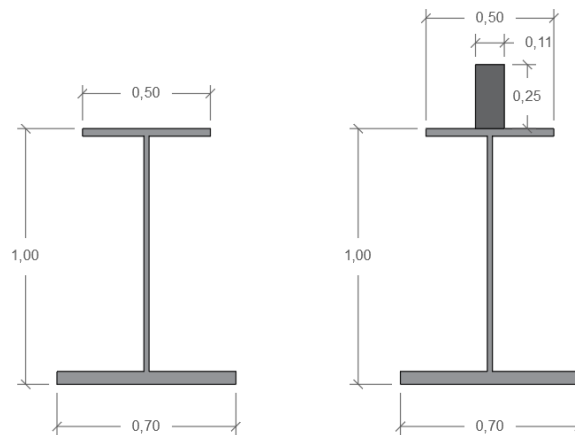


Imagen 7-3: Sección viga longitudinal interior.

Sección viga transversal central

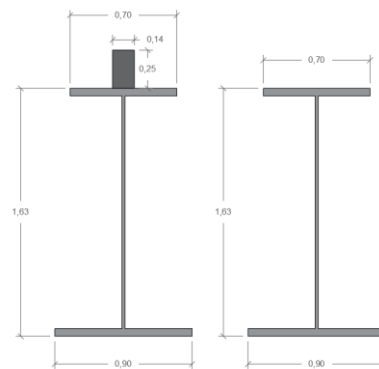


Imagen 7-4: Sección viga transversal central.

Sección viga transversal interior

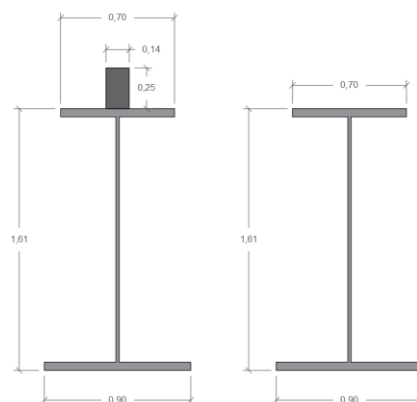


Imagen 7-5: Sección viga transversal interior.

Sección viga transversal exterior

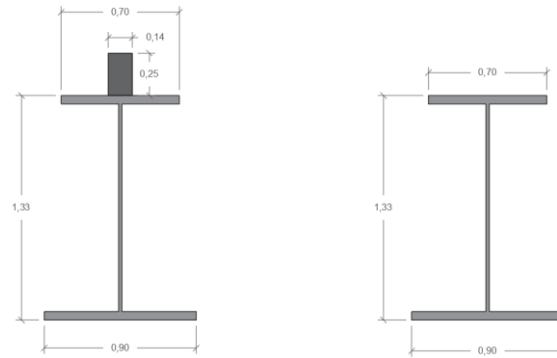


Imagen 7-6: Sección viga transversal exterior.

7.1.2 Condiciones de contorno

Como hemos podido ver, el estudio del tablero se hace de manera local y no se representa la totalidad del puente. Es por eso que deberán adaptarse las condiciones de contorno de forma que dicho estudio represente de la mejor manera posible la realidad.

Para ello se ha empleado el mismo sistema que en el caso del emparrillado plano. En los extremos del arco representado se colocarán unos muelles. Pueden verse los muelles en la siguiente figura.

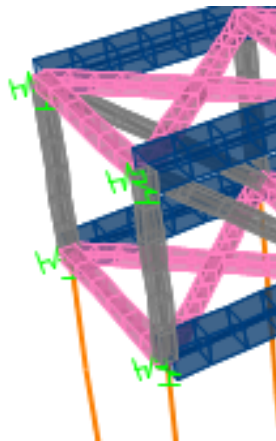


Imagen 7-7: Detalle de los muelles como condición de apoyo.

Tendremos un muelle en cada final de arco del detalle estudiado, es decir, cuatro muelles.

Cada muelle estará caracterizado por su constante elástica. Debe tenerse en cuenta que en este caso nos situamos en un caso tridimensional, por ello la

constante elástica será también tridimensional. Encontramos la constante elástica de la siguiente forma a través de los movimientos encontrados en el capítulo 6.

$$\vec{K} = (K_x, K_y, K_z) = \left(\frac{F_x}{\delta_x}, \frac{F_y}{\delta_y}, \frac{F_z}{\delta_z} \right)$$

Al no tener ninguna fuerza actuando en la componente “y” la constante elástica será de la siguiente forma para todos los muelles.

$$\vec{K} = (K_x, 0, K_z)$$

Se muestra en la siguiente tabla las constantes elásticas para los cuatro muelles.

Muelle	K_x	K_y	K_z
K1	297041,64	0	4931,63
K2	169398,79	0	2939,41
K3	248314,81	0	4931,63
K4	153888,95	0	2939,41

Deberá tenerse también en cuenta la liberación de los momentos en la unión de la viga transversal al cordón inferior del tablero.

7.1.3 Introducción del modelo en el programa SAP2000

La introducción de la geometría es sencilla. Por un lado, se introducen las secciones de los cordones mediante el módulo de secciones rectangulares del programa.

En cuanto a las secciones mixtas es posible en el programa introducir secciones compuestas. De esta forma se define la viga de forma simple y se le añade la sección de acero equivalente del hormigón.

Deberá tenerse en cuenta la discretización de la viga transversal. Se muestra en la siguiente imagen una de la viga transversal discretizada.

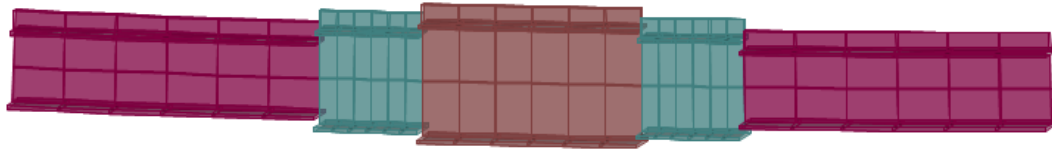


Imagen 7-8: Discretización de la viga transversal en cinco tramos.

En la siguiente imagen se muestra la geometría introducida del tablero. En dicha imagen se aprecia las diferentes secciones empleadas en el modelo.

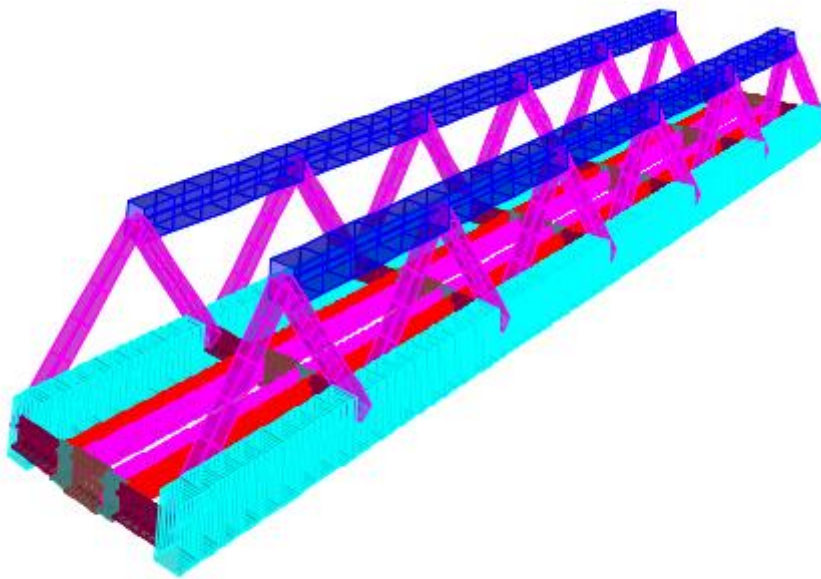


Imagen 7-9: Geometría de la celosía del tablero.

7.2 Cargas que actúan y casos de carga

En este caso es el propio programa quien tiene en cuenta el peso propio de tal forma que no debe ser simulado mediante ningún tipo de carga uniforme.

Deberá representarse la sobrecarga ferroviaria de la misma forma que en el capítulo 5. Podemos ver la sobrecarga ferroviaria sobre las vigas longitudinales según sea interior o exterior.

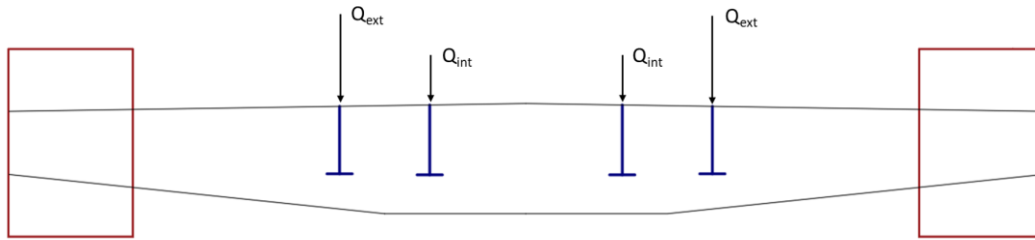


Imagen 7-10: Reparto de las cargas según el ancho contributivo.

Donde la carga exterior es $62,07 \text{ kN/m}$ y la carga interior es $27,93 \text{ kN/m}$.

En último lugar tendremos los trenes de carga. Se han representado dos trenes de carga diferentes. El primer caso es aquel en el que dos trenes están centrados mientras que en el segundo caso solo hay un tren y está también centrado. Al estar estudiando un problema local se ha seguido la distribución exacta que propone la IAPF-11.

Se harán los cálculos en estados límite de servicio y estados límites últimos.

7.3 Verificación y comprobación del diseño final

Una vez realizados los cálculos se procede a la verificación y comprobación de los resultados.

Al igual que en el capítulo 5, al tener una estructura mixta no todas las cargas actúan bajo el mismo tipo de sección. Deberá entonces verificarse mediante los estados límites de servicio que las tensiones máximas sobre la sección real no superan las máximas permitidas en el acero. En definitiva:

$$\sigma_{max} \leq \frac{\sigma_{yd}}{1,4}$$

El valor máximo entonces es 313 MPa .

Las tensiones se calcularán mediante Navier-Stokes como se ha especificado en el capítulo 5.3.

Como hemos dicho, las diferentes cargas actúan en diferentes secciones. A continuación, se muestra la sección donde actúa cada carga:

- Peso propio: sección simple
- Sobrecarga ferroviaria: sección mixta
- Tren de carga: sección mixta

Procedemos a la verificación y comprobación de las diferentes vigas longitudinales y transversales.

Viga longitudinal exterior

Viga Longitudinal Exterior	Peso propio	Sobrecarga ferroviaria	Tren de carga C	Total	Estado
$\sigma_{s,sup}$	20,62	11,34	13,08	45,05	Verificado
$\sigma_{s,inf}$	-10,44	-18,57	-21,18	-50,19	Verificado

Viga longitudinal interior

Viga Longitudinal Interior	Peso propio	Sobrecarga ferroviaria	Tren de carga C	Total	Estado
$\sigma_{s,sup}$	19,67	13,12	21,08	53,86	Verificado
$\sigma_{s,inf}$	-10,19	-18,32	-29,43	-57,94	Verificado

Viga transversal central

Viga Transversal Central	Peso propio	Sobrecarga ferroviaria	Tren de carga C	Total	Estado
$\sigma_{s,sup}$	49,35	46,32	76,02	171,69	Verificado
$\sigma_{s,inf}$	-41,33	-70,85	-116,54	-228,72	Verificado

Viga transversal interior

Viga Transversal Interior	Peso propio	Sobrecarga ferroviaria	Tren de carga C	Total	Estado
$\sigma_{s,sup}$	60,07	54,14	88,87	203,09	Verificado
$\sigma_{s,inf}$	-49,95	-85,54	-140,63	-276,12	Verificado

Viga transversal exterior

Viga Transversal Exterior	Peso propio	Sobrecarga ferroviaria	Tren de carga C	Total	Estado
$\sigma_{s,sup}$	95,73	58,73	-98,07	56,40	Verificado
$\sigma_{s,inf}$	152,33	93,44	-156,13	89,64	Verificado

8 Análisis dinámico del puente

8.1 Introducción y explicación del caso

Una vez estudiado los fenómenos estáticos del puente debemos ahora calcular los fenómenos dinámicos. Estos están generados, principalmente, debido a la naturaleza móvil a alta velocidad de la carga vertical transmitida por las ruedas de los trenes al pasar sobre el puente.

No solo el cambio del punto de aplicación de las ruedas sino también el espaciamiento regular entre las ruedas (punto de aplicación de carga) producen efectos dinámicos que dan lugar a excitaciones periódicas que pueden llegar a producir resonancia en la estructura.

Los efectos dinámicos producen un incremento, respecto a la respuesta estática, de las deformaciones y esfuerzos soportados por la estructura. Además, pueden generar desplazamientos o aceleraciones perjudiciales para la estructura o puede incluso hacer despegar el balasto con la consecuente pérdida del contacto del tren con la estructura.

El cálculo dinámico, en general, proporciona unos valores de desplazamientos, velocidades y aceleraciones en función del tiempo, así como sus esfuerzos asociados. No obstante, en algunos casos determinados por la IAPF existen procedimientos donde solo se obtienen los movimientos y esfuerzos máximos.

A partir de estos datos se comprobará la seguridad de la propia estructura en los estados límite últimos y de servicio.

Para velocidades mayores a los 220 km/h pueden producirse fenómenos de resonancia por lo que deberá realizarse el cálculo dinámico del puente empleando algunos de los métodos definidos en la normativa IAPF.

En nuestro caso, decidimos realizar el análisis dinámico mediante el programa de estructuras SAP2000.

Según la IAPF, deberá realizarse un estudio dinámico del puente simulando el paso de los trenes a diferentes velocidades. Deberá estudiarse diferentes

velocidades, desde los 220 km/h hasta la velocidad máxima que será un 20% más de la máxima de diseño.

En nuestro caso, para simplificar el estudio dinámico se ha estudiado las siguientes velocidades: 220 km/h, 260 km/h, 280 km/h, 300 km/h, 320 km/h, 340 km/h, 380 km/h y 420 km/h.

De cada velocidad se extraerán los modelos de desplazamiento, velocidad y aceleración en función del tiempo, así como sus esfuerzos asociados.

Si bien es cierto que en el puente existen dos sentidos de circulación. La normativa solo exige el cálculo dinámico de un solo sentido de circulación.

Posteriormente se comprobará la seguridad del puente frente a los efectos dinámicos del paso del tren.

8.2 Introducción en el programa SAP2000

En primer lugar, debe introducirse la geometría en el programa. Se hará de la misma forma que en el apartado número 6. Mediante un modelo tridimensional se introduce la geometría encontrada en los últimos dos capítulos.

Se importa un modelo de barras del programa AutoCAD y posteriormente se atribuyen propiedades a dichas barras, tanto en cuanto a la sección se refiere como al material empleado.

Para representar la losa se ha actuado de la misma forma, mediante barras transversales situadas entre las barras transversales con las características de la losa.

La única variación que existe en el diseño del puente respecto al análisis dinámico es la consideración de las masas. En este caso, al tratarse de un estudio dinámico son de especial importancia las masas. Para ello no podrá utilizarse las cargas uniformes como sustitución del peso propio de la estructura.

Deberán añadirse masas allá donde hayan sido consideradas como carga en los estudios anteriores. Es un ejemplo la parte correspondiente de losa sobre las vigas transversales.

Una vez introducida la geometría del puente debemos introducir las condiciones de contorno que son exactas que, en los casos anteriores, se fija uno de los apoyos del arco y el resto son apoyos libres.

Por último, debemos introducir las cargas. Por un lado, tenemos la sobrecarga ferroviaria y por otro lado el tren de cargas en movimiento dependiendo de la velocidad.

La carga permanente ferroviaria se ha definido de la misma forma que en todos los casos anteriores, mediante una carga uniforme sobre cada viga longitudinal y se distribuyen de la siguiente forma.

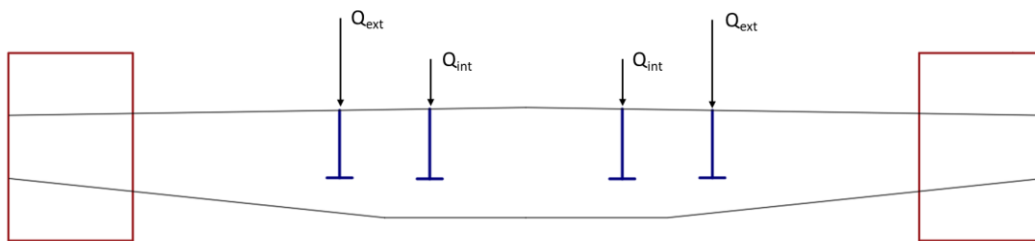


Imagen 8-1: Reparto de las cargas según el ancho contributivo.

Donde la carga exterior es $62,07 \text{ kN/m}$ y la carga interior es $27,93 \text{ kN/m}$. Ya solo nos quedará introducir el tren de cargas.

En el caso dinámico deberemos emplear el tren de cargas dinámico que exige la norma. Si bien es cierto que debería realizarse el estudio para los diferentes trenes de alta velocidad en nuestro caso se realizará solo para el tren de cargas AVE que se encuentra en el apéndice A.

En el programa se realizará una integración directa en el tiempo mediante cargas móviles. Para ello es necesario definir previamente tres cosas:

- El carril por donde circulará el tren de cargas. En nuestro caso, las vigas longitudinales de uno de los sentidos de circulación.
- El vehículo en movimiento. En nuestro caso el tren de carga AVE. Deberá separarse dichas cargas en dos, una por hilo de vía.

- El caso de carga. En nuestro caso se escogerá la integración directa. Aquí se define además la velocidad.

Por último, en un estudio dinámico se pretende estudiar la forma de excitación de la estructura en forma de vibraciones. Dichas vibraciones dependerán fuertemente del amortiguamiento estructural. En ausencia de análisis específicos, como es el caso, puede extraerse el coeficiente de amortiguamiento del cuadro B.1 facilitado por la IAPF.

Al encontrarnos en una estructura metálica de luz mayor a 20 metros cogeremos el siguiente valor:

$$\zeta = 0,5 \%$$

8.3 Análisis de resultados

Para cada velocidad de paso del tren se han obtenido diferentes resultados, tanto de desplazamientos y aceleraciones como de sus esfuerzos asociados.

Los resultados de los esfuerzos resultan ser inferiores que los encontrados en el caso estático de forma que no suponen ningún riesgo en los estados límites últimos

Por otro lado, deben verificarse los desplazamientos y aceleraciones en el estado límite de servicio.

De cada velocidad se han extraído gráficos de diferentes puntos del puente donde aparece los desplazamientos y aceleraciones en función del tiempo. Los lugares de donde se extraen los gráficos han sido:

- En el cordón inferior, en el centro del vano.
- En la viga longitudinal, en el centro del vano
- Cable de suspensión central
- Cable de suspensión situado en el extremo

Se presenta a continuación un modelo de gráfica tanto para los desplazamientos como para las aceleraciones obtenidas del programa SAP2000.

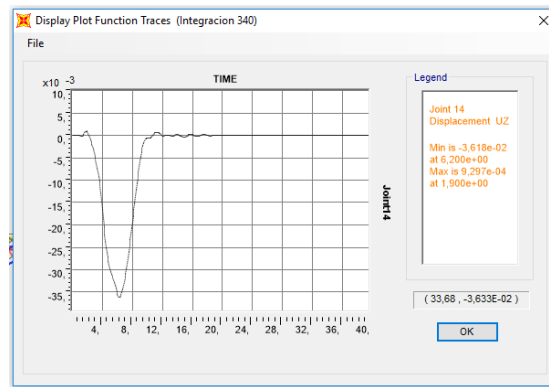


Imagen 8-2: Desplazamientos tipo del tablero al pasar el tren.

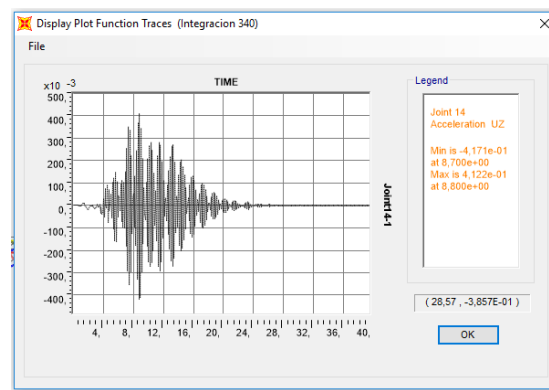
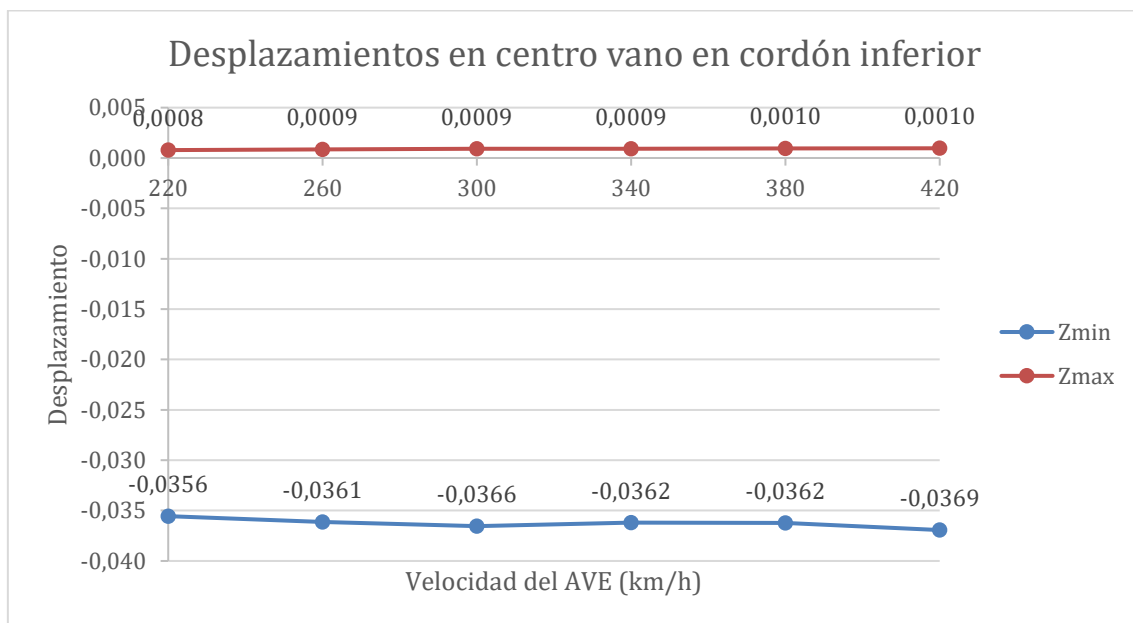
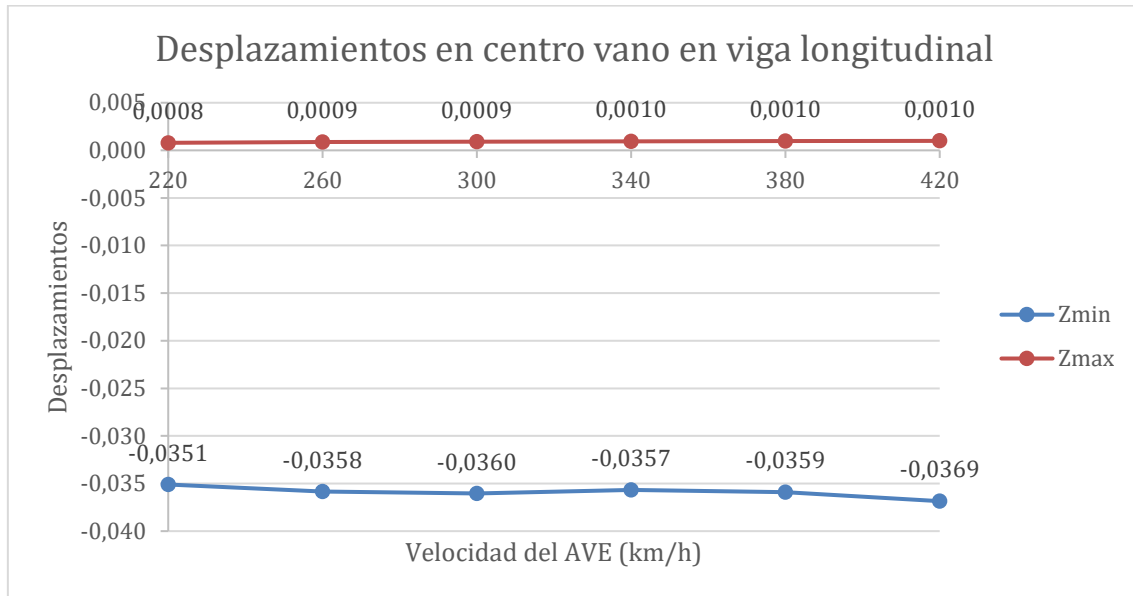


Imagen 8-3: Aceleraciones tipo del tablero al paso del tren.

En la gráfica de los desplazamientos podemos observar de forma clara un descenso brusco del valor de los desplazamientos. Evidentemente corresponde al paso del tren. Instantáneamente al pasar el tren, el puente vuelve a recuperar su estado inicial pasando previamente por un período de vibraciones que se van haciendo cada vez más pequeñas progresivamente hasta permanecer estático otra vez. Dicha recuperación progresiva corresponde al coeficiente de amortiguamiento. En ausencia de él no se podría volver al estado inicial.

Por otro lado, en el gráfico de las aceleraciones puede observarse de forma clara dicho coeficiente de amortiguamiento. Justo después de pasar el tren corresponde al momento de mayor vibración y posterior a esa aceleración máxima, el puente recupera su estado inicial progresivamente gracias al coeficiente de amortiguamiento.

El comportamiento de los demás puntos es muy similar aun variando la velocidad. Se presenta a continuación la variación de los desplazamientos máximos y mínimos en los diferentes puntos según las diferentes velocidades.



Podemos ver como los desplazamientos máximos para cada velocidad son muy similares en cada punto. En ambos puntos y en todas las velocidades tenemos una distribución similar de la curve desplazamiento-tiempo. Con un descenso pronunciado al pasar el tren y luego un período de reposición del estado inicial

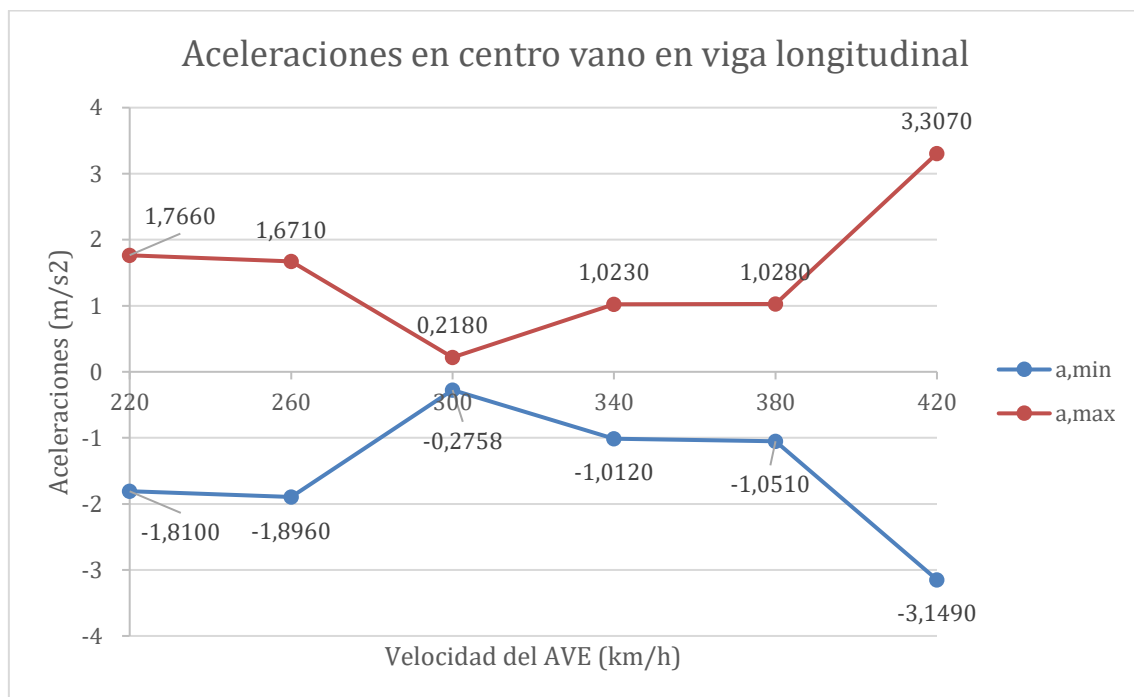
mediante pequeñas vibraciones disminuidas progresivamente a través de la amortiguación.

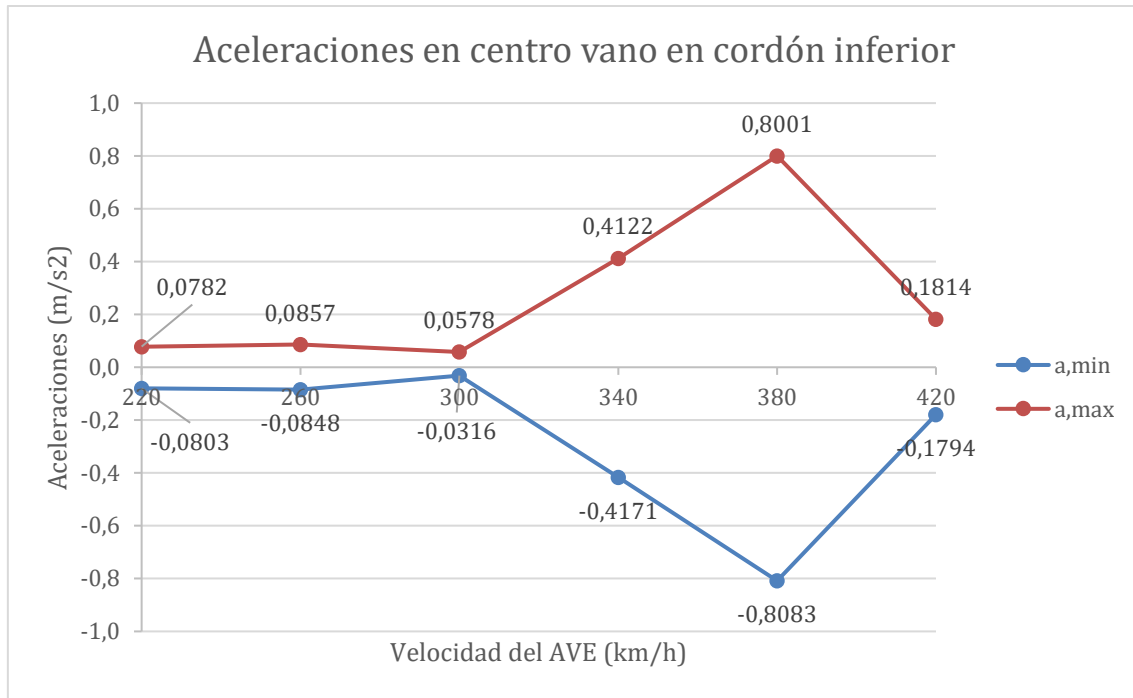
En esas vibraciones es cuando aparece el desplazamiento positivo del tablero. No obstante, dicho desplazamiento positivo es muy pequeño comparado con el negativo.

Los valores mínimos para ambos puntos y todas las velocidades son similares en cuanto a su valor. Debe recordarse que dicho desplazamiento es tan solo el debido al paso de un tren por una de las vías. Podemos decir que el desplazamiento será parecido independientemente de la velocidad del tren.

Los desplazamientos debido al tren de carga son menores que la flecha máxima permitida vista en el capítulo 6.3.2.

Por otro lado, tenemos las siguientes aceleraciones según el punto estudiado.





En este caso podemos observar dos comportamientos diferentes para cada punto y para las diferentes velocidades.

Por un lado, las aceleraciones máximas en la viga longitudinal generalmente son de mayor magnitud que en el caso de las máximas en el cordón. Estos tienen un valor de entre 1 y 2 m/s² salvo en las velocidades de 300 y 420 km/h. En el cordón las aceleraciones no llegan a superar el 1 m/s².

La IAPF establece un criterio de clasificación del confort de los usuarios según la aceleración vertical del tablero. Puede verse dicha clasificación en la siguiente tabla:

Nivel de Confort	Aceleración Vertical
Muy bueno	$\leq 1,0 \text{ m/s}^2$
Bueno	$\leq 1,3 \text{ m/s}^2$
Aceptable	$\leq 2,0 \text{ m/s}^2$

Por otro lado, la IAPF también determina la aceleración máxima vertical permitida del tablero:

$$a_{max} \leq 0,35 \cdot g$$

Podemos observar cómo nuestros valores están por debajo de la aceleración máxima. En el caso de los cordones las aceleraciones se sitúan en el nivel de

confort muy bueno mientras que en la viga longitudinal intermedia los valores son más variados. Dos de los valores se sitúan en un nivel bueno, otros dos en aceptables y el último queda fuera del rango.

Podemos decir entonces que el comportamiento del cordón si es controlable y de nivel muy bueno. Sin embargo, para la viga longitudinal no se puede predecir su nivel de confort ya que varía según la velocidad.

Podemos explicar la diferencia de dichas aceleraciones entre la viga y el cordón principalmente debido a la variación de masa y de inercia entre ambos. Para reducir las aceleraciones debería incrementarse la sección de la viga longitudinal intermedia.

Antonio Carnerero en su tesis doctoral (Ruiz, 2007) estudia el comportamiento de un tablero similar al nuestro, pero de menores dimensiones. Ruiz analiza cómo afectan la masa y la rigidez del tablero en las aceleraciones verticales del mismo.

Concluye que para disminuir las aceleraciones debe aumentarse la masa y mientras que la rigidez del tablero no influye en ellas. De esta forma, podemos decir que debido a la masa superior en los cordones tenemos menores aceleraciones.

Como medida para la reducción de dichas aceleraciones en la viga longitudinal intermedia se recomienda aumentar la masa de dichas vigas, más allá de su rigidez (es decir la inercia).

Por otro lado, la IAPF considera del mismo tipo a los puentes de acero y mixtos en cuanto al coeficiente de amortiguamiento se refiere. Sin embargo, para las estructuras de hormigón el coeficiente de amortiguamiento es de 2%, cuatro veces mayor que el adoptado en nuestro estudio.

Si bien es cierto que no se han realizado casos concretos de estudio para este problema de estructura mixta en concreto, tomar el coeficiente como el de una estructura total de acero es una hipótesis conservadora ya que el hormigón aporta un mayor grado de amortiguamiento que el acero.

De esta forma, debería realizarse un estudio más profundo sobre el coeficiente de amortiguamiento en este tipo de estructuras para poder tener un valor que se ajuste más a la realidad de las estructuras mixtas.

Ruiz en su tesis también estudia el coeficiente de amortiguamiento llegando a la conclusión de que al aumentar el coeficiente de amortiguamiento se reduce considerablemente las aceleraciones verticales. Es pues, otra medida para la reducción de las aceleraciones verticales.

8.4 Comprobación de los cables de suspensión

Una vez comprobadas las aceleraciones y los desplazamientos debemos comprobar los cables de suspensión. Los cables de suspensión se deben comprobar en dos estados:

- Estado límite último a tracción
- Estado límite último de fatiga

Para la primera verificación se han empleado los resultados obtenidos en el estudio estático. En ellos el mayor axil en cualquiera de los cables es el siguiente:

$$N_{max}^{ELU} = 5096,06 \text{ kN}$$

Debemos comprobar que:

$$\sigma_{max} < \sigma_{pl,rd}$$

Donde:

$$\sigma_{pl,rd} = 0,45 \cdot f_{max} = 0,45 \cdot 1860 = 837 \text{ MPa}$$

Podemos encontrar σ_{max} de la siguiente manera:

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{A} = 801,015 \text{ MPa}$$

Queda verificada la condición de los estados límites últimos de tracción. Ahora solo queda la verificación por fatiga.

Dicha verificación tiene en cuenta los procesos de carga y descarga de los tirantes debido al paso del tren. La normativa exige lo siguiente:

$$\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min} \leq 200 \text{ MPa}$$

Para llegar a sigma máxima y mínima se ha empleado el análisis dinámico. Se ha medido la variación del axil al pasar el tren según cada velocidad. Se ha medido en dos cables, el de un extremo y el más centrado. A continuación, se muestra la variación del axil de cada cable según el tiempo. Para todas las velocidades el comportamiento es muy similar.

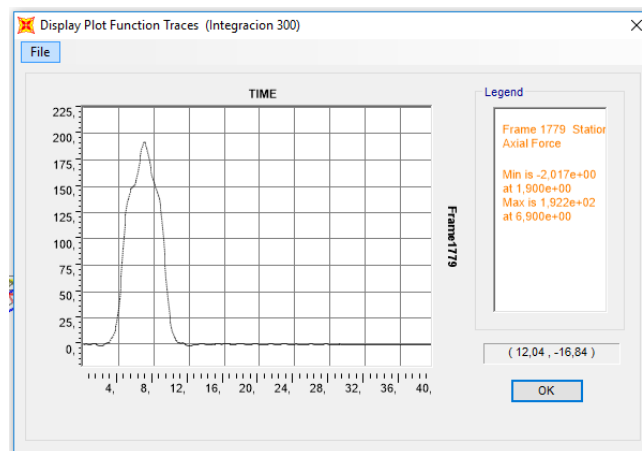


Imagen 8-4: Axiles en el cable del centro vano al paso del tren.

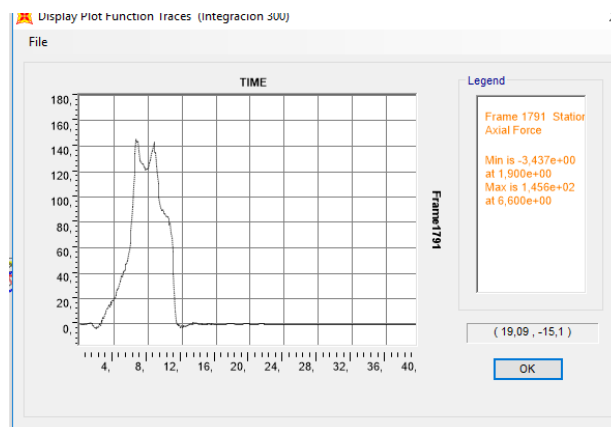


Imagen 8-5: Axiles en el cable más excéntrico al paso del tren.

Vemos como el cable de centro vano tiene un proceso de carga y descarga mucho más uniforme mientras que en el cable del extremo éste varía previamente a recuperar su estado inicial. La diferencia se explica a que el cable del centro vano está lo más alejado posible del arco notando progresivamente la

llegada y salida del tren mientras que el cable situado en el extremo nota de forma más repentina el paso del tren al estar cerca del arco que es mucho más rígido que el cable.

Dicho esto, se procede a verificar la condición previamente expuesta. De todas las velocidades y todos los cables extraemos la mayor variación de tensión.

$$\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min} = \frac{N_{max} - N_{min}}{A} = 31,2 \text{ MPa} \leq 200 \text{ MPa}$$

Podemos observar cómo queda comprobada también la condición de fatiga y a su vez los cables de suspensión

9 Innovación y desarrollo

9.1 Neoballast, el nuevo balasto

El tren de alta velocidad exige una infraestructura de vía de altísimas prestaciones. La infraestructura, en el caso del puente la forman la estructura (el puente en arco) y el material de vía como son el balasto, las traviesas, el raíl, los clips, etc.

En el presente trabajo se ha hecho un estudio de la propia estructura del puente. Se ha intentado optimizar la estructura y comprender su comportamiento. A través de la propia estructura podemos dar respuesta al problema de las aceleraciones verticales.

Sin embargo, ¿qué sucede en el material de vía? Al igual que en el caso de la estructura, el material de vía de responder a las altas exigencias de la alta velocidad.

Si bien es cierto que actualmente tenemos o vía en placa o vía sobre balasto, existe un nuevo material derivado del balasto que mejora de forma muy significativa las prestaciones de la vía. Este, el llamado Neoballast, puede también ayudar a solucionar los problemas de resonancia dentro de nuestro puente.

El Neoballast viene de aplicar una capa de caucho reciclado (proveniente de neumáticos antiguos) sobre el árido del balasto. A través de este sencillo recubrimiento de caucho se adquieren nuevas y mejores prestaciones comparado con el balasto tradicional.

En este apartado se pretende presentar esta alternativa al balasto y proponerla como solución al problema de la resonancia en puentes de grandes luces. Se expondrán sus ventajas e inconvenientes del material haciendo especial hincapié en aquellas referentes a la resonancia del puente.

9.2 Ventajas e inconvenientes del Neoballast

Un consorcio de diferentes empresas (COMSA, Sorigué, Verdés, MAPEI, UPC y ADIF) se ha propuesto el estudio y el desarrollo del Neoballast; proyecto financiado parcialmente por la Unión Europea.

El mayor inconveniente del Neoballast es el precio de inversión inicial y su reciente creación. Por ahora, los proyectistas, al ser un producto relativamente nuevo y que ha sido muy poco aplicado en el pasado, no tienen en cuenta el Neoballast como opción para su diseño de vías. Además, el material requiere de una inversión inicial mayor debido a su mayor precio comparado con el balasto tradicional.

No obstante, esta inversión inicial se verá recuperada debido al muy bajo mantenimiento que exige el Neoballast una vez instalado. Veremos ahora los motivos por los cuales el Neoballast requiere de menor mantenimiento que el balasto y aumenta considerablemente la vida útil de la vía.

Estudios recientes llevados a cabo por diferentes empresas del consorcio han determinado diferentes ventajas.

En primer lugar, se estudió la resistencia del Neoballast a la abrasión comparándolo con el balasto tradicional. El método más utilizado mundialmente para determinar la abrasión es el test de Los Ángeles. Éste consiste en mezclar 10 kg de muestra con 12 bolas de acero y darle 1000 vueltas. Al final se miden la cantidad de finos generados a partir del choque entre la muestra y las bolas de acero.

Para el test se han creado diferentes tipos recubrimientos de caucho para analizar también cómo varían los resultados de los test según el recubrimiento (que varían según la cantidad de caucho). Los resultados de los test se muestran a continuación.

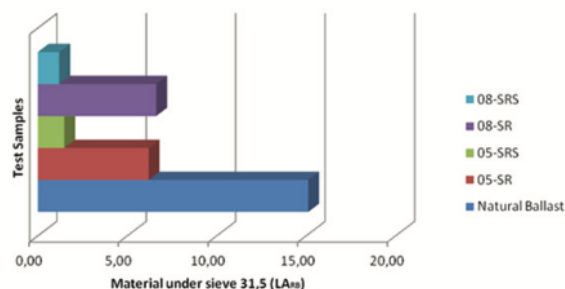


Imagen 9-1: Resultados del test de Los Ángeles hecho en balasto y Neoballast. Fuente: (Fontserè, López Pita, Manzo, & Ausilio, 2016)

Podemos observar que los cuatro tipos de Neoballast (los cuatro primeros) tienen cantidades menores de material que atraviesan el tamiz 31,5 comparado con el balasto natural. De esta forma, los áridos de Neoballast, este test nos indica que el Neoballast se fractura menos que los áridos del balasto tradicional. Es pues, el Neoballast, más resistente a la abrasión proporcionando a la vía una vida útil más longeva.

Además, si se observa una foto de la forma de las partes de cada muestra, se observa que en el balasto tradicional tenemos unos bordes mucho más redondeados comparados con los bordes todavía angulares del Neoballast.



Imagen 9-2: A la izquierda, balasto tradicional. A la derecha, Neoballast. Fuente: (Fontserè, López Pita, Manzo, & Ausilio, 2016)

Otros ensayos se han llevado a cabo para el estudio de cómo afecta el agua y otros agentes externos sobre el Neoballast. En estos se observa un comportamiento muy similar entre los diferentes tipos de recubrimientos y siendo estos mejores a los del balasto tradicional.

Podemos explicar esto ya que el recubrimiento actúa como capa protectora protegiendo así el árido existente en su interior. De esta forma el recubrimiento trabaja de forma muy positiva para alargar la vida útil del material.

Por último, análisis de vibraciones y ruidos se han llevado a cabo para analizar el comportamiento del Neoballast frente al balasto tradicional. En estos test se estudia cómo funciona el Neoballast en su conjunto y no cada partícula por separado.

Uno de los test más determinantes ha sido el de las cargas cíclicas. Sobre una muestra se aplica una carga de forma cíclica y del mismo valor que el equivalente a un bogueie. Al acabar el test se han encontrado numerosas mejoras de comportamiento respecto al balasto tradicional:

- El asentamiento se reduce 2,5 mm después de 1000000 ciclos (valor muy significativo para el asiento de vía).
- Mejor reparto de las cargas a la base del Neoballast (determinada a partir de medir la presión en la base).
- Reducción de la rigidez estática y dinámica en el caso del Neoballast
- Mayor disipación de energía en el caso del Neoballast.

Este conjunto de mejoras hace del Neoballast un candidato ideal a reemplazar el balasto o la vía en placa. La vía en Neoballast reduciría unos 7 u 8 centímetros el espesor comparado con el balasto tradicional manteniendo las mismas propiedades.

Además, debe prestarse especial atención a la mayor disipación de energía del Neoballast que tiene una aplicación directa en la disminución de los efectos de la resonancia. La capa de caucho amortigua—y por lo tanto reduce—la aceleración vertical que pueda aparecer al pasar el tren.

En nuestro modelo teórico-numérico del puente debería modelarse con un mayor coeficiente de amortiguamiento; coeficiente todavía desconocido pero que debería ser ensayado por contraste entre un puente con vía de balasto, otro puente con vía en placa y un último con vía en Neoballast. Este estudio del coeficiente de amortiguamiento por contraste abre una nueva línea de investigación real.

Vemos pues como el Neoballast responde perfectamente la demanda de altas prestaciones de la alta velocidad ayudando, entre otros, a alargar su vida útil y a la reducción de los problemas de resonancia.

10 Resumen y Conclusión

Se ha estudiado en el presente trabajo la necesidad de medir y controlar la respuesta dinámica en los viaductos con vanos de gran luz para alta velocidad.

Hemos podido comprobar que existe poca literatura científica respecto al estudio dinámico de los viaductos con grandes luces para el ferrocarril de alta velocidad. A pesar de ello, en China se han ejecutado importantes puentes de gran luz para ferrocarril de alta velocidad y no ha sido sino hasta recientemente cuando se ha empezado a incorporar el estudio dinámico como parte del diseño de un puente de grandes magnitudes.

Para tratar de aportar algo de conocimiento e indagar en el estudio dinámico de este tipo de puentes se ha planteado y proyectado un puente en arco metálico con un tablero intermedio. El tablero, hecho mediante una celosía de acero con una placa de hormigón de reparto está suspendido mediante unos cables de acero al arco. Éste también formado mediante una celosía de acero.

Al tratarse de un estudio teórico se ha situado el tablero “en el aire” (no se ha implantado el puente en un lugar concreto). A través de diferentes deducciones se ha optado por una disposición de apoyos LIBRE-FIJO donde un extremo del arco es fijo mientras que el otro extremo permite el movimiento horizontal. Así, la fuerza horizontal se transmite al tablero intermedio que trabajará a tracción como tirante del arco.

Se ha dimensionado las diferentes componentes de las celosías de arco y tablero y se han verificado los estados límites últimos y de servicio en respuesta estática. Hemos podido ver cómo el dimensionamiento ha sido satisfactorio cumpliendo ambos estados.

Posterior al estudio estático se ha realizado un estudio de resonancia al paso del ferrocarril de alta velocidad, en concreto el modelo de alta velocidad español AVE Serie 103. El estudio se ha realizado para velocidades desde los 220 km/h hasta los 420 km/h en intervalos de 40 km/h.

En la obtención de resultados se ha podido observar cómo después del estudio dinámico se siguen cumpliendo los estados límites últimos de los diferentes componentes del puente, así como la flecha máxima y el alabeo. En cuanto a las aceleraciones verticales, hemos podido ver que éstas son inferiores a las limitadas por el despegue del balasto

En cuanto al control del confort del pasajero podemos ver como las aceleraciones máximas (dependiendo de las velocidades del tren) del conjunto del puente (aquellas medidas en el cordón inferior) funcionan de forma correcta estando siempre en un nivel de confort muy bueno.

Sin embargo, en las vigas longitudinales del tablero observamos aceleraciones verticales muy variables con la velocidad de paso del tren. Observamos valores normalmente entre 1 y 2 m/s^2 salvo en las velocidades 300 y 420 km/h que tenemos 0,22 m/s^2 y 3,81 m/s^2 respectivamente. Encontramos aquí valores que nos sitúan en un nivel de confort muy variado debiendo poner especial atención en la velocidad 420 km/h.

Podemos decir que dichos resultados son lógicos y que es un problema típico de este tipo de tableros donde el sistema principal resistente son las vigas transversales. Se explica de forma que siempre existe una velocidad para la cual la frecuencia de paso de cada bogie por la viga longitudinal coincide con la frecuencia de vibración propia de la viga.

Vistos los resultados, el presente trabajo resalta la importancia de efectuar un estudio de resonancia incluso en los puentes de gran luz; estudio que resulta ser indispensable si se quiere tener en cuenta el grado de confort de los usuarios del ferrocarril de alta velocidad.

Sin ir más lejos, encontramos innumerables puentes de grandes luces en la alta velocidad china en los cuales no se ha realizado los adecuados estudios de resonancia poniendo en jaque el confort del usuario (es a partir del año 2011 cuando China comienza a realizar los estudios de resonancia en sus viaductos).

No solo se ha detectado el problema, sino que también se han proporcionado una serie de pautas para dar con la solución a este. No solo existen alternativas

en la propia estructura sino también en el material de vía como se observa con el Neoballast.

Finalmente, para complementar dicho trabajo, se recomienda el estudio de la variación de las aceleraciones verticales al variar la masa de los diferentes elementos estructurales del tablero.

11 Bibliografía

Comité Europeo de Normalización. (2008). Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios. En C. E. Normalización, & AENOR (Ed.), *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero* (Vol. 1, pág. 105). Madrid, España: AENOR.

Comité Europeo de Normalización. (2008). Parte 1-9: Fatiga. En C. E. Normalización, & AENOR (Ed.), *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero* (Vol. 9, pág. 40). Madrid, España: AENOR.

Comité Europeo de Normalización. (2012). Parte 2: Puentes. En C. E. Normalización, & AENOR (Ed.), *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero* (Vol. 13, pág. 112). Madrid, España: AENOR.

Dirección General de Ferrocarriles; Ministerio de Fomento, Gobierno de España. (2008). *Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril* (1ª ed.). (S. G. Centro de publicaciones, Ed.) Madrid, Madrid, España.

Fontserè, V., López Pita, A., Manzo, N., & Ausilio, A. (Abril de 2006). Neoballast: new high-performance and long-lasting ballast for sustainable railway infrastructures. *ScienceDirect*.

Gigliotti, C. F. (27 de Julio de 2016). Feasibility of a thin lamina steel arch with hanged deck on a viaducts for high-speed railways. 126. Barcelona, Barcelona, España.

Medina, C. (2005). Puente de ferrocarril sobre el Ebro en Zaragoza. *Hormigón y acero*, 238, 7.

Ministerio de Fomento, Gobierno de España. (2011). *Instrucción de Acero Estructural* (3ª ed.). (S. G. Centro de Publicaciones, Ed.) Madrid, Madrid, España.

Ministerio de Fomento, Gobierno de España. (2008). *Instrucción de Hormigón Estructural* (5ª ed.). (S. G. Centro de Publicaciones, Ed.) Madrid, Madrid, España.

Ruiz, A. C. (2007). *Computamiento dinámico de tableros de puentes de ferrocarril de alta velocidad formados por elementos transversales a la dirección*

Bibliografía

de la vía. Madrid, Comunidad de Madrid, España: Universidad Politécnica de Madrid.

Apéndice A

l_c^a	F^b	l_c^a	F^b
0,00	172,1	200,15	172,1
3,00	172,1	203,15	172,1
14,00	170,7	214,15	170,7
17,00	170,7	217,15	170,7
20,28	131,6	220,43	131,6
23,28	131,6	223,43	131,6
38,98	161,9	239,13	161,9
41,98	161,9	242,13	161,9
57,68	169,2	257,83	169,2
60,68	169,2	260,83	169,2
76,38	167,9	276,53	167,9
79,38	167,9	279,53	167,9
95,08	160,5	295,23	160,5
98,08	160,5	298,23	160,5
113,78	167,9	313,93	167,9
116,78	167,9	316,93	167,9
132,48	169,2	332,63	169,2
135,48	169,2	335,63	169,2
151,18	161,9	351,33	161,9
154,18	161,9	354,33	161,9
169,88	131,6	370,03	131,6
172,88	131,6	373,03	131,6
176,16	170,7	376,31	170,7
179,16	170,7	379,31	170,7
190,16	172,1	390,31	172,1
193,16	172,1	393,31	172,1

^a l_c = Distancia a la cabeza de la composición, en (m).

^b F = Carga por eje, en (kN).